

# HIDROGEOLOGIA

CONCEITOS E APLICAÇÕES

3ª Edição  
Revisada e Ampliada

pH-Eh



$\text{NO}_3^- \text{N}$

$\text{NH}_4^+ \text{N}$

Organização e Coordenação Científica

*Fernando A. C. Feitosa*

*João Manoel Filho*

*Edilton Carneiro Feitosa*

*J. Geilson A. Demetrio*

$$V = K \frac{dh}{dL}$$



$\text{CaCO}_3$



**CPRM**  
Serviço Geológico do Brasil

**MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA**

MINISTRO DE ESTADO

Edison Lobão

SECRETÁRIO EXECUTIVO

Márcio Pereira Zimmermann

SECRETÁRIO DE GEOLOGIA, MINERAÇÃO  
E TRANSFORMAÇÃO MINERAL

Cláudio Scliar

**COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS /  
SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL (CPRM / SGB)**

DIRETORIA EXECUTIVA

Diretor-Presidente

Agamenon Sérgio Lucas Dantas

Diretor de Hidrologia e Gestão Territorial

José Ribeiro Mendes

Diretor de Geologia e Recursos Minerais

Manoel Barretto da Costa Neto

Diretor de Relações Institucionais e Desenvolvimento

Fernando Pereira de Carvalho

Diretor de Administração e Finanças

Eduardo Santa Helena da Silva

DEPARTAMENTO DE HIDROLOGIA

Chefe do Departamento de Hidrologia

Frederico Cláudio Peixinho

Chefe da Divisão de Hidrogeologia e Exploração

José Emílio Carvalho de Oliveira

---

# **HIDROGEOLOGIA**

## **CONCEITOS E APLICAÇÕES**

**3ª Edição - Revisada e Ampliada**

---

Organização e Coordenação Científica

*Fernando A. C. Feitosa*

*João Manoel Filho*

*Edilton Carneiro Feitosa*

*José Geilson A. Demetrio*

2008

© by autores

Todos os direitos desta edição reservados

*CPRM - Serviço Geológico do Brasil*

**Organização e Coordenação Científica**

*Fernando A. C. Feitosa*

*João Manoel Filho*

*Edilton Carneiro Feitosa*

*J. Geilson A. Demetrio*

**Revisão Ortográfica e Gramatical**

*Maria da Graça de Melo Feitosa*

**Revisão de Citações Bibliográficas**

*Tânia Regina B. M. Freire*

*Mônica Cordulina da Silva*

**Arte e Projeto Gráfico**

*Fernando A. C. Feitosa*

*Reginaldo Pereira da S. Rocha*

*Maria da Graça de Melo Feitosa*

*Mônica Cristina Campelo de Souza*

*Sobrecapa baseada no modelo da capa da 1ª e 2ª Edições (DIMARK/CPRM)*

**Coordenação Editorial**

*Fernando A. C. Feitosa*

**Editoração Eletrônica**

(Centro de Informática da Residência de Teresina do Serviço Geológico do Brasil)

Coordenação

*Reginaldo Pereira da S. Rocha*

Equipe

*Robson Williams Carvalho Assunção*

*Veruska Maria Damasceno de Moraes*

*Wesley Melo dos Santos*

Colaboração

*Francisco Pereira da Silva*

*Ney Gonzaga de Souza*

Feitosa, Fernando A.C.

Hidrogeologia : conceitos e aplicações / organização e coordenação científica / Fernando A.C. Feitosa ... [et al.] ... – 3. ed. rev. e ampl. – Rio de Janeiro : CPRM : LABHID, 2008. 812 p.

1. Hidrogeologia. 2. Metodologia. I. Feitosa, Fernando A.C., Org. II. Manoel Filho, João, Org. III. Feitosa, Edilton Carneiro, Org. IV. Demetrio, J. Geilson A., Org. V. Título.

CDD 551.49

ISBN 978-85-7499-061-3

## APRESENTAÇÃO

Em muitas regiões da Terra, as águas subterrâneas foram, são e continuarão a ser fundamentais para o desenvolvimento sócio-econômico, o que as transforma num bem estratégico que deve ser racionalmente explorado, assegurando-se sua disponibilidade para as populações futuras. Faz-se necessário, portanto, o desenvolvimento de um processo sistemático de organização, análise e conciliação de seus múltiplos usos, dentro de uma visão prospectiva do problema, de modo a promover a sua utilização racional e garantir a sua disponibilidade.

Assim sendo, o uso das águas subterrâneas requer o desenvolvimento de estudos que possibilitem o entendimento do comportamento dinâmico dos sistemas físicos de subsuperfície e o estabelecimento de programas de uso e monitoramento desses recursos, tendo como base o acompanhamento e a avaliação constante das ações propostas e dos resultados obtidos com a sua aplicação.

No Brasil, verifica-se que a utilização dos recursos hídricos subterrâneos vem sendo feita, normalmente, sem o necessário conhecimento hidrogeológico, gerado através de estudos específicos ou mesmo básicos, o que impossibilita a elaboração de políticas públicas e projetos de natureza conservativa.

Na região Nordeste do Brasil, onde existe uma maior carência de água imposta pelas suas condições climáticas, poços produtores são perfurados desde o início do século passado. Entretanto, é notório que apenas a partir de 1960, com a criação da Sudene, a hidrogeologia começou a ser tratada como ciência. Mesmo assim, nessa região, a utilização dos recursos hídricos subterrâneos aumentou vertiginosamente, principalmente nos locais de maior densidade demográfica, em função da necessidade do aumento da oferta hídrica.

A demanda por conhecimento hidrogeológico, cada vez mais intensa e em ambiente complexo, impõe um grande esforço para produzir pesquisa e estudos, formar profissionais e produzir material técnico-científico que preserve e perpetue este conhecimento.

Neste sentido, o Serviço Geológico do Brasil, em parceria com o Laboratório de Hidrogeologia da Universidade Federal de Pernambuco, lança esta publicação que resume o estado da arte da hidrogeologia no Brasil e poderá ser um importante instrumento, na cadeia de valor que envolve o processo de geração e difusão do conhecimento hidrogeológico.

**Agamenon Sergio Lucas Dantas**

*Diretor Presidente  
CPRM - Serviço Geológico do Brasil*

## **PREFÁCIO**

A água começa a ser percebida pela humanidade como um recurso estratégico, que condiciona o desenvolvimento e a qualidade de vida dos povos, refletindo, globalmente, nas condições de sobrevivência do nosso planeta.

Desta constatação aflora a necessidade de geração de dados, informações e conhecimentos sobre o comportamento dos processos hidrológicos e de suas interações com os demais componentes do meio ambiente, de modo a permitir uma maior eficácia nas decisões que envolvam o aproveitamento e a gestão deste valioso recurso.

Emerge, ainda, um interesse cada vez maior pela abordagem integrada do ciclo hidrológico, por meio da análise e interpretação conjugadas das diferentes fases do ciclo da água, envolvendo a atuação de equipes interdisciplinares.

Dentro deste contexto, a água subterrânea representa uma importante fase deste ciclo, que deve merecer um maior aprofundamento no campo da pesquisa e da geração do conhecimento, exigindo a participação cada vez mais ampla de especialistas nesta matéria, bem como a produção de publicações que lhe dêem o embasamento científico necessário.

No plano acadêmico, pouca ênfase foi dada, ao longo do tempo, à formação de profissionais de hidrogeologia e à divulgação de estudos científicos nessa área de conhecimento, o que resultou numa carência muito grande de profissionais voltados para a investigação hidrogeológica.

O Serviço Geológico do Brasil, ciente desta demanda, produziu em 1997 a publicação intitulada Hidrogeologia – Conceitos e Aplicações, a qual teve grande aceitação no meio acadêmico e profissional e, agora, resolve patrocinar, uma versão atualizada e ampliada desta obra, que irá contribuir, indubitavelmente, para enriquecer o acervo desta importante área do conhecimento.

**Frederico Cláudio Peixinho**

*Chefe do Departamento de Hidrologia  
CPRM – Serviço Geológico do Brasil*

## INTRODUÇÃO

Originalmente restrita às suas raízes geológicas e aos seus experimentos hidráulicos, a Hidrogeologia, nos últimos 150 anos, vem tendo crescente abrangência interdisciplinar e cada vez mais se consolida como uma ciência ambiental, assumindo, por isso, importância decisiva, principalmente porque trata de um bem vital - a água.

No mundo globalizado de hoje, o estudo da água subterrânea assume uma importância cada dia maior como instrumento capaz de prover solução para os problemas de suprimento hídrico e de controle de poluição, intrínsecos às atividades humanas.

De fato, tem sido observado, nos últimos anos, que o crescimento populacional, além de aumentar as necessidades hídricas, responde pelo aumento da poluição ambiental. Nesse contexto, o aproveitamento criterioso da água subterrânea, como fator essencial para o desenvolvimento, enfrenta pelo menos três desafios, no tocante à necessidade de conhecimentos.

O primeiro, nos campos hidrogeológicos da exploração, avaliação e exploração. O segundo, nos domínios da proteção e da conservação. Sob esse aspecto, a contaminação da água subterrânea pelo homem, nunca imaginada em tempos mais remotos, começou há cerca de 30 anos nos países mais desenvolvidos e já ocorre em muitos locais do Brasil. Nos últimos 20 anos, a literatura hidrogeológica vem tratando e destacando o assunto como algo preocupante, na medida em que nada parece indicar a redução na tendência de crescimento da poluição dos aquíferos pela atividade humana. Ao contrário, principalmente nos aquíferos freáticos, que são mais facilmente acessíveis ao homem e, por isso mesmo, mais utilizados e muito vulneráveis, a poluição não cessa de crescer. O terceiro desafio, portanto, é um corolário dos dois primeiros e está associado à necessidade de conhecimentos para bem planejar e administrar, tanto os diversos usos quanto a proteção da água subterrânea.

No Brasil, o desenvolvimento da Hidrogeologia teve início na década de 60, na região Nordeste, através da atuação da Sudene, sendo, portanto, uma prática relativamente recente. Como reflexo disso, profissionais, técnicos e estudantes ligados ao setor de água subterrânea, indubitavelmente, ressentem-se da falta de livros e publicações didáticas editados em português, que orientem suas atuações e aprendizado. Além disso, o Brasil, como país em desenvolvimento, muito rico em águas subterrâneas, certamente clama por soluções práticas, nos diversos campos desta ciência não exata.

Dentro deste panorama e percebendo esta necessidade, a CPRM lançou em 1997, em parceria com o LABHID - Laboratório de Hidrogeologia da Universidade Federal de Pernambuco, a primeira edição do livro Hidrogeologia: Conceitos e Aplicações, como uma contribuição ao preenchimento desta lacuna. O livro respondeu positivamente às expectativas, obtendo ótima aceitação na comunidade técnico-científica e sendo adotado em diversas universidades como texto para cursos de graduação e pós-graduação. Os mil exemplares da 1ª edição esgotaram-se antes do final de 1998, ficando uma demanda não atendida materializada por inúmeras e sistemáticas solicitações de aquisição feitas à CPRM. Assim, para atender essa demanda, a CPRM, apoiada pela ABAS - Associação Brasileira de Águas Subterrâneas, Núcleo Ceará, lançou a segunda edição em 2.000, no I Congresso Mundial Integrado de Águas Subterrâneas, realizado em Fortaleza.

O conteúdo dessas primeiras edições baseou-se em apostilas apresentadas pelos autores em cursos intensivos de especialização, ministrados pelo LABHID a técnicos da CPRM. Esse conteúdo contemplava uma ampla gama de aspectos da Hidrologia Subterrânea, tais como os conceitos e princípios fundamentais da Hidrogeologia, da Geologia, da Física, da Química e da Matemática, julgados necessários ao entendimento dos temas apresentados. Não menos importante, além disso, foi a experiência profissional dos autores, desenvolvida no Brasil, na lide diária, e que permeou toda a obra.

Em 2002, com o esgotamento da 2ª edição, a CPRM resolveu não imprimir, simplesmente, uma nova tiragem das edições anteriores, mas produzir um livro de maior envergadura. Iniciou, assim, o projeto Hidrogeologia: Conceitos e Aplicações - 3ª Edição Revisada e Ampliada. Além de uma ampla revisão e reformulação da estrutura de apresentação, foi incluída uma série de novos temas, em parte, por consequência do avanço do conhecimento na última década, e, também, em função de demandas emanadas de estudantes, técnicos e pesquisadores do setor.

A edição atual é composta por 31 capítulos distribuídos em sete módulos: A Água Subterrânea (capítulos 1.1, 1.2 e 1.3); Água Subterrânea em Meios Porosos Homogêneos (capítulos 2.1 e 2.2); Água Subterrânea em Meios Heterogêneos (capítulos 3.1, 3.2 e 3.3); Pesquisa de Água Subterrânea (capítulos 4.1, 4.2, 4.3, 4.4 e 4.5); Qualidade das Águas Subterrâneas (capítulos 5.1, 5.2, 5.3 e 5.4); Exploração das Águas Subterrâneas (capítulos 6.1, 6.2, 6.3, 6.4, 6.5, 6.6, 6.7 e 6.8) e Planejamento e Gerenciamento das Águas Subterrâneas (capítulos 7.1, 7.2, 7.3, 7.4, 7.5 e 7.6). Por fim, como suporte ao entendimento de muitos temas, são apresentados, ainda, os Apêndices Noções de Cálculo Aplicado e Noções de Geoestatística Aplicada. O conteúdo deste livro, portanto, aumentou muito, cobrindo praticamente todos os aspectos inerentes à água subterrânea, desde a sua importância e ocorrência até as ferramentas de gerenciamento.

Como destacado na primeira edição, contudo, uma publicação com essa abrangência há de padecer, naturalmente, de limitações e imperfeições. O material apresentado não pretende, portanto, ser a palavra final nem, muito menos, tenciona esgotar o tema. Assim sendo, os organizadores sentir-se-ão muito agradecidos, se lhes forem apontadas oportunidades de melhorias e, por outro lado, recomendam aos mais interessados, leituras adicionais que podem ser encontradas nas referências bibliográficas indicadas na presente obra, em cada um de seus capítulos.

Por fim, os organizadores esperam que esta obra sirva de fonte de informações tanto para cursos de graduação, especialização e pós-graduação em Geologia e Hidrogeologia, como para referência de técnicos e pesquisadores da área e acreditam na sua importância e repercussão dentro do panorama atual dos recursos hídricos do país, em face do que representa em escala global a água subterrânea para a humanidade.

**Fernando A. C. Feitosa**  
**João Manoel Filho**  
**Edilton Carneiro Feitosa**  
**J. Geilson A. Demetrio**

*Organização e Coordenação Científica*



## **AGRADECIMENTOS**

À diretoria executiva do Serviço Geológico do Brasil - CPRM, nas pessoas de seu diretor-presidente, geólogo Agamenon Sergio Lucas Dantas, e seu diretor de Hidrologia e Gestão Territorial, geólogo José Ribeiro Mendes, pela confiança e apoio dispensados, sem os quais esta edição não poderia ter sido realizada e publicada.

À Universidade Federal de Pernambuco, representada pelo seu Laboratório de Hidrogeologia – LABHID/CTG, pelos cursos de aperfeiçoamento ministrados a técnicos da CPRM em 1994, 1995 e 1996, que constituíram a semente que germinou na presente obra.

Aos mentores e grandes incentivadores da 1ª edição desta obra, Humberto J. T. R. de Albuquerque e Frederico Cláudio Peixinho, bem como a Thales de Queiroz Sampaio e Clodionor Carvalho de Araújo, pelo forte apoio franqueado em sua elaboração.

A todos os autores desta 3ª edição, pelo empenho, não apenas na elaboração de seus textos, mas também na sua atualização e refinamento, em que as experiências pessoais foram vertidas com entusiasmo.

A todos os colaboradores que devotaram um imenso esforço nas tarefas de editoração e revisão, em especial à Maria da Graça de Melo Feitosa pela sua valorosa participação e dedicação voluntária.

Aos funcionários do Serviço Geológico do Brasil, em Teresina, nas pessoas do chefe da Residência, Antônio Reinaldo Soares Filho e do Coordenador Executivo, Frederico José Campelo de Souza, pelo apoio incondicional fornecido, o qual foi decisivo para o sucesso da fase final de edição.

E, por fim, os organizadores desta obra deixam aqui registrada, uma homenagem histórica aos idealizadores e primeiros dirigentes da Superintendência do Desenvolvimento do Nordeste – Sudene, instituição que se constituiu, nas décadas de 1960 e 1970, em berçário e celeiro dos hidrogeólogos pioneiros do Brasil. A essas pessoas, portanto, a presente obra deve muito da sua origem, da sua trajetória e da contribuição que certamente trará à comunidade hidrogeológica do Brasil.

## ORGANIZAÇÃO E COORDENAÇÃO CIENTÍFICA



### **Fernando A. C. Feitosa**

Geólogo (1982) e Mestre em Hidrogeologia (1990) pela Universidade Federal de Pernambuco – UFPE. Doutorando em Hidrogeologia pela UFPE. Atuou na Conesp, Atepe, Acquaplan, Emater-PE e Funceme. Foi chefe da Divisão de Hidrogeologia (2001-2007) e atualmente é coordenador executivo do Departamento de Hidrologia do Serviço Geológico do Brasil. Coordenador da rede de pesquisa de estudos hidrogeológicos do semi-árido brasileiro, FINEP/CPRM-UFBA-UFC-UFCG-UFRN-UFPE (2005-2008). Linhas de atuação: avaliação e gestão de aquíferos; estudos hidrogeológicos; construção e avaliação de poços. CPRM – Serviço Geológico do Brasil.

([ffeitosa@fo.cprm.gov.br](mailto:ffeitosa@fo.cprm.gov.br))

---



### **João Manoel Filho**

Geólogo pela Escola de Geologia de Pernambuco (1962), Mestre em Hidrogeologia (*Diplôme d'Études Supérieures*) pela Université Louis Pasteur, Strasbourg, França (1965) e Doutor em Recursos Minerais e Hidrogeologia pela Universidade de São Paulo – USP (1996). Linhas de atuação: avaliação, gestão e modelagem de aquíferos; aquíferos anisotrópicos. UFPE-LABHID.

([jomanoelfilho@terra.com.br](mailto:jomanoelfilho@terra.com.br))

---



### **Edilton Carneiro Feitosa**

Geólogo pela Escola de Geologia de Pernambuco (1964) e Mestre em Hidrogeologia (*Diplôme d'Études Supérieures*) pela Université Louis Pasteur, Strasbourg, França (1967). Professor aposentado da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE. Consultor de instituições e empresas públicas e privadas. Linhas de atuação: estudos hidrogeológicos, hidrodinâmica de poços, modelagem analítica de baterias de poços, pesquisa de mananciais subterrâneos, levantamentos geofísicos (eletroresistividade) na pesquisa de água subterrânea. UFPE-LABHID.

([ediltonf@yahoo.com.br](mailto:ediltonf@yahoo.com.br))

---



### **J. Geilson A. Demetrio**

Geólogo (1982) e Mestre em Hidrogeologia (1990) pela Universidade Federal de Pernambuco – UFPE. Doutor em Hidrogeologia pela Universidade de São Paulo – USP (1998). Atuou na Planat – Consultoria em Recursos Naturais, Companhia de Águas e Esgoto do RN - Caern e Associação Tecnológica de PE - Atepe. Professor Adjunto do Departamento de Geologia da UFPE. Coordenador do Laboratório de Hidrogeologia - Labhid do Degeo/UFPE. Linhas de atuação: hidráulica e modelagem numérica de aquíferos; projeto e hidráulica de poços e geofísica aplicada à hidrogeologia. UFPE-LABHID.

([geilson@ufpe.br](mailto:geilson@ufpe.br))

## AUTORES



### **Adelbani Braz da Silva**

Geólogo pela UFPE (1967); Especialização em Hidrologia, Madrid (1971); Doutor em Hidrogeologia e Poluição de Águas Subterrâneas pela Universidade de São Paulo - USP (1984); Pós-doutorado em Hidrogeologia e Meio Ambiente, Colorado School of Mines, USA (1990); Administrador de Empresas pela UFPE (1971). Professor titular aposentado da UFMG. Lecionou na UFOP (1978 a 1981). Consultor em hidrogeologia e estudos ambientais. Recebeu medalha "Escudo de Prata" do Ministério das Minas e Energia (1986) e "Diploma de Reconhecimento" da SBG – Sociedade Brasileira de Geologia (1986).

([adelbani@gmail.com](mailto:adelbani@gmail.com))

---



### **Albert Mente**

Geólogo e doutor pela Universidade Leyden, Holanda. Ex-funcionário do Serviço de Reconquista-de-terra-ao-mar (*Southersea Works*, Holanda), da Unesco e da CPRM – Serviço Geológico do Brasil. Coordenador do Mapa Hidrogeológico do Brasil (1983) e coordenador técnico do Mapa Hidrogeológico da América do Sul (1996). Consultor internacional dos mapas hidrogeológicos do Uruguai, Paraguai, Suriname, Moçambique e Panamá. Consultor da UNESCO, NAÇOES UNIDAS (Cooperação Técnica e Desenvolvimento), OEA (incluindo Projeto Aquífero Guarani) e CPRM-Serviço Geológico do Brasil.

([albertment@yahoo.com.br](mailto:albertment@yahoo.com.br))

---



### **Aldo da Cunha Rebouças**

Geólogo pela Escola de Geologia de Pernambuco (1962). Mestre em Hidrogeologia (1964) e Doutor em Recursos Hídricos (1975) pela Université Louis Pasteur, Strasbourg, França. Pós-doutorado pela Stanford University, EUA. Livre Docente IG/USP. Fundador, diretor e Pesquisador Associado do Centro de Pesquisa de Águas Subterrâneas – CEPAS, do IG/USP. Fundador e presidente da ALSHUD - Asociación Latinoamericana de Hidrología Subterránea para el Desarrollo e da ABAS – Associação Brasileira de Águas Subterrâneas.

([aldocr@mandic.com.br](mailto:aldocr@mandic.com.br))

---



### **Alex Maurício Araújo**

Engenheiro Civil pela UFPE (1975). Especialista em Engenharia de Saúde Pública FIOCRUZ/ENSP-RJ (1977). Mestre em Engenharia Civil (Qualidade das Águas e Recursos Hídricos em Bacias Hidrográficas) COPPE/UFRJ (1977). Aperfeiçoamento em Engenharia Mecânica (Simulação e Análises de Transitórios em Máquinas de Fluidos) PUC-RJ (1986) e Doutor em Engenharia Civil (Circulação Hidrodinâmica e Transporte Fluido em Corpos d'Água Rasos) COPPE/UFRJ (1993). Membro fundador da ABRH. Professor DE / Engenharia Mecânica - UFPE.

([ama@ufpe.br](mailto:ama@ufpe.br))

---



### **Almany Costa Santos**

Geólogo (1987) e Mestre em Geociências (1991) pela Universidade Federal de Pernambuco – UFPE. Doutor em Ciências (Recursos Minerais e Hidrogeologia) pela Universidade de São Paulo – USP (2000). Professor do Departamento de Geologia e da Pós-Graduação em Geociências da UFPE. Experiência em hidrogeologia, geologia ambiental e geologia de engenharia. Linhas de atuação: hidrogeoquímica; contaminação de água subterrânea; gestão de recursos hídricos; hidrogeologia ambiental e geologia de engenharia.

([almany@ufpe.br](mailto:almany@ufpe.br))



### **Amélia J. Fernandes**

Geóloga (1985), Mestre em Geoquímica e Geotectônica (1991) e Doutora em Recursos Minerais e Hidrogeologia (1997) pela Universidade de São Paulo – USP. Estágios: Centro de Pesquisa de Águas Subterrâneas da Universidade de Waterloo (1995-1996) e Departamento de Ciências Aplicadas da Universidade de Quebec (2007). Coordenadora do tema “Aqüíferos Fraturados” do Mapa de Águas Subterrâneas do Estado de São Paulo. Linhas de atuação: análise estrutural, hidrogeologia de aquíferos fraturados, mapeamento geológico. Instituto Geológico SMA-SP.

[ameliajf@igeologico.sp.gov.br](mailto:ameliajf@igeologico.sp.gov.br)

---



### **Ana Catarina Fernandes Coriolano**

Geóloga (1997) e Doutora em Geodinâmica (2002) pelo Programa de Pós-Graduação em Geodinâmica e Geofísica (PPGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN. Advogada com Especialização em Direito Público. Pesquisadora de Desenvolvimento Tecnológico Industrial – CNPq. Linhas de atuação: hidrogeologia; resíduos de petróleo e direito ambiental.

[catarinaufrn@yahoo.com.br](mailto:catarinaufrn@yahoo.com.br)

---



### **Carla M. S. Vidal Silva**

Graduada em Física (1989), Mestre em Física (1992) e Doutora em Física (1996) pela Universidade Federal do Ceará – UFC. Professora Associado I – UFC. Linhas de atuação: isótopos ambientais aplicados à água subterrânea e superficial; hidroquímica; qualidade de águas. Departamento de Física / UFC.

[carla@fisica.ufc.br](mailto:carla@fisica.ufc.br)

---



### **Carlos César Nascimento da Silva**

Geólogo pela Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN (1999) e Doutor em Geofísica pelo Programa de Pós-Graduação em Geodinâmica e Geofísica (PPGG) da UFRN (2004). Atualmente é geofísico na Petrobras. Linhas de atuação: processamento sísmico; métodos geofísicos elétricos e eletromagnéticos aplicados à hidrogeologia e ao meio ambiente; interpretação integrada de dados geológicos e geofísicos. Petrobras/UN-RNCE/EXP/PS.

[c.nascimento@petrobras.com.br](mailto:c.nascimento@petrobras.com.br)

---



### **Carlos Eduardo Sobreira Leite**

Geólogo (1984), Especialista em Hidrogeologia (1987) e Mestre em Geologia com concentração em Hidrogeologia (1998) pela Universidade Federal do Ceará – UFC. Curso de Aperfeiçoamento em Sensoriamento Remoto pela Universidade de São Paulo – USP (1996). Atuou na Sudec, Ematerce, Sohidra e SRH-CE. Atualmente é geólogo na Funceme e pesquisador convidado no Laboratório de Geofísica de Prospecção e Sensoriamento Remoto do Departamento de Geologia da UFC. Linhas de atuação: sensoriamento remoto, hidrogeologia e geofísica.

[carloseduardo@funceme.br](mailto:carloseduardo@funceme.br)



### **Emanuel Ferraz Jardim de Sá**

Geólogo pela Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (1973), Mestre em Geoquímica (UFBA, 1979) e Doutor em Geologia (UnB, 1994). Professor Titular do Departamento de Geologia e da Pós-Graduação em Geodinâmica e Geofísica (UFRN). Martelo de Prata da SBG e Membro Associado da Academia Brasileira de Ciências. Linhas de atuação: geologia estrutural e tectônica; terrenos precambrianos e bacias sedimentares; aplicações à geologia do petróleo e hidrogeologia. UFRN - Universidade Federal do Rio Grande do Norte.  
([emanuel@ccet.ufrn.br](mailto:emanuel@ccet.ufrn.br))

---



### **Francisco Edson Mendonça Gomes**

Geólogo pela Universidade Federal do Ceará – UFC (1974). Geólogo da CPRM com 15 anos de experiência em cartografia geológica digital, geoestatística e tecnologias de sensoriamento remoto e geoprocessamento em sistemas de informação geográfica – SIG aplicadas à execução de projetos de integração e análise espacial de dados e informações geológicas, hidrogeológicas e ambientais. CPRM – Serviço Geológico do Brasil.  
([edson@fo.cprm.gov.br](mailto:edson@fo.cprm.gov.br))

---



### **Frederico Cláudio Peixinho**

Engenheiro Civil pela Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia – UFBA (1972). Especialista em Hidrologia Aplicada e Qualidade Total. MBA em Gestão Estratégica da Informação e Avaliação Ambiental. Mestrando em Tecnologia da Informação. Linhas de Atuação: hidrologia; gestão estratégica; sistemas de informação. CPRM - Serviço Geológico do Brasil.  
([peixinho@rj.cprm.gov.br](mailto:peixinho@rj.cprm.gov.br))

---



### **Geraldo Girão Nery**

Engenheiro Agrônomo pela Universidade Federal do Ceará – UFC (1960). Geólogo pelo convênio Petrobras/Universidade Federal da Bahia – UFBA (1962). Mestre em Geologia pela Universidade Federal da Bahia – UFBA (1989). Linhas de Atuação: geofísica de poço, petrofísica e pesquisa de água subterrânea. Hydrolog Serviços de Perfilagens Ltda.  
([marketing@hydrolog.com.br](mailto:marketing@hydrolog.com.br))

---



### **Hélio Paiva Macedo de França**

Geólogo pela Escola de Geologia de Pernambuco (1964). Mestre em Hidrogeologia (*Diplôme d'Études Supérieures*) pela Universidade de Strasbourg, França (1969). Hidrogeólogo Sênior da Tecnosolo S.A. Consultor de Empresas. Gerente de Águas Subterrâneas da Compesa – Companhia Pernambucana de Saneamento. Linhas de Atuação: estudos hidrogeológicos; modelagem analítica e numérica de aquíferos; projetos de irrigação e de abastecimento urbano com água subterrânea; hidráulica subterrânea.  
([heliopaiva@compesa.com.br](mailto:heliopaiva@compesa.com.br))



### **Horst Frischkorn**

Físico Nuclear e Doutor em Físico-Química pela *Philipps-Universität Marburg*, Alemanha (1971). Especialista em Hidrogeologia pela Universidade Federal do Ceará - UFC. Professor Associado – UFC. Linhas de atuação: hidrologia isotópica e paleoclimatologia. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental – UFC.  
([cariri@ufc.br](mailto:cariri@ufc.br))

---



### **Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral**

Engenheiro Civil pela Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (1978). Mestre em Recursos Hídricos pela Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ (1985). PhD em Métodos Computacionais pelo WIT, Inglaterra (1992). Pós-Doutorado pela Universidade do Mississippi (2004). Professor do Grupo de Recursos Hídricos da UFPE. Pesquisador Nível 1 do CNPq. Linhas de Pesquisa: modelagem computacional; aquíferos costeiros, filtração nas margens, indicadores de sustentabilidade. CT – UFPE.  
([jcabral@ufpe.br](mailto:jcabral@ufpe.br))

---



### **Josias Barbosa de Lima**

Engenheiro de Minas pela UFPE (1981). Licenciatura Plena em Química pela UFRPE (1979). Especialização em Hidrogeologia pela UFPE (1994). Professor de Física e Matemática (Ensino médio e pré-vestibular, 1979–1981). Experiência em perfuração de poços para água, sal de potássio e produção de petróleo na Bacia Potiguar – CPRM/Petrobras. Desenvolvedor do Sistema de Informações em Águas Subterrâneas – SIAGAS. Atualmente é Coordenador Executivo do Departamento de Hidrologia da CPRM – Serviço Geológico do Brasil.  
([josias\\_lima@re.cprm.gov.br](mailto:josias_lima@re.cprm.gov.br))

---



### **Marlúcia F. Santiago**

Graduada em Física pela Universidade Federal do Ceará - UFC (1969). Mestre em Engenharia e Tecnologia Nuclear (1972) e Doutora em Ciências (1984) pela Universidade de São Paulo – USP. Orientadora no Mestrado e Doutorado da Física e da Geologia da UFC. Professor Associado – UFC. Linhas de atuação: água subterrânea; água superficial; isótopos ambientais; hidroquímica; qualidade da água. Departamento de Física – UFC.  
([marlucia@fisica.ufc.br](mailto:marlucia@fisica.ufc.br))

---



### **Normando Telmo de Lima Lins**

Engenheiro de Minas pela Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (1971) e Engenheiro de Petróleo pela Petrobras. Linhas de Atuação: Estudos Hidrogeológicos e Projetos de poços para a produção da água e petróleo; Projetos de furos direcionais para passagens subterrâneas de adutoras, minerodutos, oleodutos e gasodutos e construções de minitúneis e túneis; Perfuração e *workover* em poços de água, sal, óleo e gás.  
([normando@imagelink.com.br](mailto:normando@imagelink.com.br))



### **Ricardo Hirata**

Geólogo pela UNESP, Mestre e Doutor pela Universidade de São Paulo – USP, com Pós Doutorado pela University of Waterloo, Canadá. Professor do Instituto de Geociências da USP. Assessor do Banco Mundial (GWMATE), Unesco e Agência Internacional de Energia Atômica (IAEA). Trabalhou no CEPIS/OPAS-OMS, Departamento de Águas e Energia Elétrica (SP) e Instituto Geológico (SMA-SP). Linhas de atuação: gestão dos recursos hídricos, avaliação de contaminação de aquíferos e hidrologia urbana.

[\*\(rhirata@usp.br\)\*](mailto:rhirata@usp.br)

---



### **Roberto Gusmão de Oliveira**

Geólogo pela Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (1987). Mestre em Ciências pelo Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo – USP (1998). Doutor em Geofísica pelo PPGG da Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN (2008). Geólogo da CPRM – Serviço Geológico do Brasil desde 1987. Linhas de atuação: gravimetria, magnetometria e geotectônica.

[\*\(rgusmao@re.cprm.gov.br\)\*](mailto:rgusmao@re.cprm.gov.br)

---



### **Suely Schuartz Pacheco Mestrinho**

Química Industrial pela Universidade Federal de Sergipe – UFS (1973). Mestre em Geoquímica e Meio Ambiente pela UFBA (1978). Doutora em Hidrogeologia pela USP (1998). Professora aposentada do Instituto de Geociências da UFBA. Diretora-Presidente da QUALI água Consultores Associados Ltda. Coordenadora do Projeto PRODETAB/Embrapa “Estudo para o Planejamento Integrado do Uso e Conservação dos Recursos Hídricos da Bacia do Itapicutu, Bahia”. Linhas de atuação: hidrogeoquímica; monitoramento de águas superficiais e subterrâneas; classificação e enquadramento de águas; planejamento integrado de recursos hídricos; geoquímica ambiental.

[\*\(suelyspm@uol.com.br\)\*](mailto:suelyspm@uol.com.br)

---



### **Waldir Duarte Costa**

Geólogo pela Escola de Geologia de Pernambuco (1962). Mestre pela UFPE (1977) e Doutor pela USP (1986), em Hidrogeologia. Professor titular aposentado da UFPE. Diretor-Presidente da COSTA - Cons. e Serv. Técn. e Amb. Ltda. Consultor da SRH-PE. Presidente da Câmara Técnica de Águas Subterrâneas do CERH-PE. Linhas de Atuação: dimensionamento de aquíferos; locação e construção de barragens subterrâneas; monitoramento de aquíferos; plano diretor de bacias e estadual de recursos hídricos; estudos de impacto ambiental; legislação de água subterrânea.

[\*\(wdcosta@ibest.com.br\)\*](mailto:wdcosta@ibest.com.br)

---



### **Walter E. Medeiros**

Engenheiro Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN (1981). Mestre em Geofísica pela Universidade Federal da Bahia – UFBA (1987) e Doutor em Geofísica pela Universidade Federal do Pará – UFPA (1993). Professor Associado do Departamento de Física (CCET/UFRN). Linhas de atuação: prospecção geofísica e problemas geofísicos inversos. UFRN – Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

[\*\(walter@dfte.ufrn.br\)\*](mailto:walter@dfte.ufrn.br)

---

**SUMÁRIO**

<b>APRESENTAÇÃO</b> .....	v
<b>PREFÁCIO</b> .....	vii
<b>INTRODUÇÃO</b> .....	ix
<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	xi
<b>ORGANIZAÇÃO E COORDENAÇÃO CIENTÍFICA</b> .....	xiii
<b>AUTORES</b> .....	xv
<b>SUMÁRIO</b> .....	xxi
<b>MÓDULO 1 - A ÁGUA SUBTERRÂNEA</b> .....	<b>3</b>
<b>Capítulo 1.1 - Evolução Histórica do Conhecimento</b> .....	<b>5</b>
1.1.1 Introdução.....	5
1.1.2 A Hidrogeologia no Mundo.....	6
1.1.3 A Hidrogeologia no Brasil.....	9
Referências.....	10
<b>Capítulo 1.2 - Importância da Água Subterrânea</b> .....	<b>13</b>
1.2.1 Introdução.....	13
1.2.2 Gestão de Ofertas <i>versus</i> Demandas.....	13
1.2.3 A Gestão Integrada das Águas.....	14
1.2.4 Poço Bem Construído <i>versus</i> Buraco.....	16
1.2.5 O Preço da Água Gratuita.....	17
1.2.6 As Funções dos Aquíferos na Gestão Integrada.....	19
1.2.7 Recarga, Armazenamento e Descarga.....	20
1.2.8 Planejamento e Gestão.....	22
1.2.9 Potenciais de Águas Subterrâneas no Brasil.....	23
1.2.10 Considerações Finais.....	27
Referências.....	27
<b>Capítulo 1.3 - A Água Subterrânea no Brasil</b> .....	<b>31</b>
1.3.1 Introdução.....	31
1.3.2 Mapa Hidrogeológico do Brasil.....	31
1.3.3 Províncias Hidrogeológicas do Brasil.....	38
Referências.....	47
<b>MÓDULO 2 - ÁGUA SUBTERRÂNEA EM MEIOS POROSOS HOMOGÊNEOS</b> .....	<b>51</b>
<b>Capítulo 2.1 - Ocorrência das Águas Subterrâneas</b> .....	<b>53</b>
2.1.1 Introdução.....	53
2.1.2 Origem e Circulação - Ciclo Hidrológico.....	53
2.1.3 Equação do Balanço Hídrico.....	54
2.1.4 Distribuição Vertical da Água no Subsolo.....	58
2.1.5 Geologia da Água Subterrânea.....	62
2.1.6 Água Subterrânea em Zonas Costeiras.....	70
Exercícios Propostos.....	73
Referências.....	74



<b>Capítulo 2.2 - Movimento das Águas Subterrâneas.....</b>	<b>77</b>
2.2.1 Introdução.....	77
2.2.2 Lei de Darcy.....	77
2.2.3 Equação de Bernoulli e Potencial Hidráulico.....	83
2.2.4 Anisotropia e Heterogeneidade.....	84
2.2.5 Equação da Continuidade (Conservação da Massa d'Água).....	85
2.2.6 Equação Geral do Fluxo Subterrâneo.....	85
2.2.7 Redes de Fluxo.....	88
Exercícios Propostos.....	88
Referências.....	91
Anexos.....	91
<b>MÓDULO 3 - ÁGUA SUBTERRÂNEA EM MEIOS HETEROGÊNEOS</b>	<b>95</b>
<b>Capítulo 3.1 - Conceitos de Análise Estrutural Aplicados à Hidrogeologia de Terrenos Cristalinos.....</b>	<b>97</b>
3.1.1 Introdução.....	97
3.1.2 Conceitos Clássicos da Hidrogeologia do Cristalino e Problemas Inerentes .....	97
3.1.3 Conceitos Básicos de Análise Estrutural - A Deformação Frágil.....	99
3.1.4 Cronologia e Nível Crustal da Deformação.....	104
3.1.5 O Contexto Tectônico Regional e suas Implicações: o exemplo da Borborema.....	105
3.1.6 Neotectônica e a Evolução Crustal Holocênica .....	107
3.1.7 Implicações do Contexto Tectono-Estrutural para a Hidrogeologia de Terrenos Cristalinos.....	108
3.1.8 Efeito da Exumação e do Intemperismo sobre a Permeabilidade das Rochas.....	113
3.1.9 Modelos de Ocorrência de Água Subterrânea em Terrenos Cristalinos .....	115
3.1.10 Observações Finais.....	117
3.1.11 Agradecimentos.....	117
Referências.....	117
<b>Capítulo 3.2 - Hidrogeologia dos Meios Fissurados.....</b>	<b>121</b>
3.2.1 Introdução.....	121
3.2.2 Análise da Fissura Elementar.....	121
3.2.3 Características do Meio.....	123
3.2.4 Fatores que Influem nas Características Hidrodinâmicas do Aquífero "Fissural".....	124
3.2.5 Origem e Mecânica da Deformação Ruptural.....	130
3.2.6 Fluxo em Meio Fissurado.....	137
3.2.7 Localização de Poços.....	141
Referências.....	150
<b>Capítulo 3.3 - Hidrogeologia de Meios Cársticos.....</b>	<b>153</b>
3.3.1 Introdução.....	153
3.3.2 Caracterização do Aquífero Cárstico.....	153
3.3.3 Estudo Hidrogeológico em Aquífero Cárstico.....	161
3.3.4 Exploração das Águas Subterrâneas em Carste.....	166
3.3.5 Aspectos Ambientais em Zonas Cársticas.....	169
Referências.....	172

## MÓDULO 4 - PESQUISA DE ÁGUA SUBTERRÂNEA 177

<b>Capítulo 4.1 - Metodologia Básica de Pesquisa de Água Subterrânea.....</b>	<b>179</b>
4.1.1 Introdução.....	179
4.1.2 Tipos de Estudos na Pesquisa de Água Subterrânea.....	179
4.1.3 Levantamentos Preliminares.....	181
4.1.4 Caracterização Geológica e Geométrica dos Aquíferos.....	182
4.1.5 Caracterização Hidrogeológica Quantitativa.....	185
4.1.6 Caracterização Hidrogeológica Qualitativa.....	202
4.1.7 Produtos e Resultados.....	202
4.1.8 Aspectos sobre Gestão de Aquíferos.....	204
Referências.....	206
<b>Capítulo 4.2 - Métodos Geofísicos.....</b>	<b>209</b>
4.2.1 Introdução.....	209
4.2.2 Métodos de Campos Naturais.....	210
4.2.3 Métodos de Campos Artificiais.....	216
4.2.4 Levantamentos Aerogeofísicos.....	247
4.2.5 Quantificação em Geofísica.....	250
Referências.....	252
<b>Capítulo 4.3 - Métodos Isotópicos.....</b>	<b>255</b>
4.3.1 Introdução.....	255
4.3.2 Fundamentos Teóricos e Definições.....	255
4.3.3 Isótopos Estáveis.....	255
4.3.4 Oxigênio-18 e Deutério.....	256
4.3.5 Isótopos Instáveis.....	259
4.3.6 Carbono-14 e Trítio.....	259
4.3.7 Modelos de Interpretação.....	263
4.3.8 O Uso de Isótopos Ambientais na Hidrogeologia.....	264
Exercícios Propostos.....	269
Referências.....	270
<b>Capítulo 4.4 - Sensoriamento Remoto.....</b>	<b>273</b>
4.4.1 Introdução.....	273
4.4.2 Evolução do Conhecimento.....	273
4.4.3 Conceitos e Fundamentos Básicos.....	274
4.4.4 Características das Imagens Orbitais.....	277
4.4.5 Pré-processamento de Imagens Orbitais.....	278
4.4.6 Realce de Imagens Digitais.....	280
4.4.7 Classificação de Imagens Digitais.....	287
4.4.8 Interpretação de Padrões de Drenagem.....	288
4.4.9 Considerações Finais.....	290
4.4.10 Estudo de Caso.....	290
Referências.....	292
<b>Capítulo 4.5 - Geoprocessamento em Ambiente SIG Aplicado à Hidrogeologia.....</b>	<b>293</b>
4.5.1 Introdução.....	293
4.5.2 O que é um SIG?.....	293

4.5.3	Componentes de um SIG.....	294
4.5.4	Estrutura de um SIG.....	296
4.5.5	Como os Objetos do Mundo Real são Representados no SIG.....	297
4.5.6	Como Funciona um SIG.....	298
4.5.7	Características Básicas dos Dados Espaciais.....	298
4.5.8	Tipos de Dados em um SIG.....	299
4.5.9	Exemplos de Aplicação.....	302
4.5.10	Considerações Finais.....	317
	Referências.....	318
<b>MÓDULO 5 - QUALIDADE DAS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS</b>		<b>323</b>
<b>Capítulo 5.1 - Noções de Hidroquímica.....</b>		<b>325</b>
5.1.1	Introdução.....	325
5.1.2	Análises de Água.....	325
5.1.3	Caracterização da Qualidade das Águas.....	330
5.1.4	Princípios de Classificação das Águas.....	340
5.1.5	Padrões de Qualidade das Águas.....	343
5.1.6	Padrões de Referência de Qualidade Ambiental.....	347
	Referências.....	357
<b>Capítulo 5.2 - Geoquímica das Águas Subterrâneas.....</b>		<b>359</b>
5.2.1	Introdução.....	359
5.2.2	Conceitos Fundamentais.....	359
5.2.3	Fundamentos da Hidrogeoquímica.....	362
5.2.4	Mineralização das Águas Subterrâneas.....	372
5.2.5	Interpretação dos Dados de Qualidade da Água.....	375
5.2.6	Hidrogeoquímica de Climas Tropicais.....	378
	Exercícios Propostos.....	379
	Referências.....	379
<b>Capítulo 5.3 - Contaminação das Águas Subterrâneas.....</b>		<b>381</b>
5.3.1	Introdução.....	381
5.3.2	Fundamentos Básicos.....	381
5.3.3	Comportamento Hidroquímico de Contaminantes.....	389
5.3.4	Transporte de Massa.....	391
5.3.5	Estudo de Caso.....	401
	Exercícios Propostos.....	402
	Referências.....	402
<b>Capítulo 5.4 - Vulnerabilidade à Poluição de Aquíferos.....</b>		<b>405</b>
5.4.1	Introdução.....	405
5.4.2	Evolução do Conceito de Vulnerabilidade.....	405
5.4.3	O Comportamento de Contaminantes e a Vulnerabilidade de Aquíferos .....	407
5.4.4	Os Métodos de Cartografia da Vulnerabilidade.....	412
5.4.5	Limitações do Uso dos Mapas de Vulnerabilidade de Aquíferos.....	414
5.4.6	A Vulnerabilidade em um Programa de Gestão de Recursos Hídricos .....	418
5.4.7	O Futuro dos Métodos de Vulnerabilidade de Aquíferos.....	422
	Referências.....	423

## MÓDULO 6 - EXPLOTAÇÃO DAS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS 427

### **Capítulo 6.1 - Projeto e Construção de Poços**..... 429

6.1.1	Introdução.....	429
6.1.2	Tipos de Poços.....	429
6.1.3	Métodos de Perfuração.....	431
6.1.4	Projeto de Poços Tubulares.....	436
6.1.5	Reabilitação e Manutenção de Poços Tubulares.....	448
6.1.6	Contribuições da Indústria do Petróleo à Engenharia de Perfuração.....	450
	Referências.....	457

### **Capítulo 6.2 - Perfilagem Geofísica Aplicada a Água Subterrânea**..... 459

6.2.1	Introdução.....	459
6.2.2	Obtenção dos Perfis.....	460
6.2.3	Equipamentos Essenciais para a Obtenção de um Perfil.....	460
6.2.4	A Malha API para Registro das Curvas dos Perfis.....	460
6.2.5	O Meio Ambiente de uma Ferramenta de Perfilagem.....	460
6.2.6	Propriedades Físicas das Rochas.....	463
6.2.7	Propriedades Elétricas das Rochas.....	464
6.2.8	Propriedades Acústicas das Rochas.....	467
6.2.9	Propriedades Radioativas das Rochas.....	468
6.2.10	Principais Tipos de Perfis Geofísicos.....	470
6.2.11	Raios Gama Convencional (RG ou GR).....	471
6.2.12	Potencial Espontâneo (SP).....	473
6.2.13	Elétricos Convencionais (ES).....	478
6.2.14	Indução.....	480
6.2.15	Micro Elétrico.....	485
6.2.16	Perfil Sônico.....	486
6.2.17	Cáliper ou Calibre do Poço.....	491
6.2.18	Desvio ou Inclinação do Poço.....	493
6.2.19	Temperatura.....	494
6.2.20	Interpretação Final dos Perfis Geofísicos de Poços.....	495
6.2.21	Estudo de Caso de Interpretação Preliminar.....	499
6.2.22	Estudo de Caso de Interpretação de Detalhe.....	502
6.2.23	Usos, Limitações e Vantagens dos Perfis Geofísicos de Poços.....	503
6.2.24	Considerações Finais.....	504
	Referências.....	505

### **Capítulo 6.3 - Testes de Bombeamento em Poços Tubulares**..... 507

6.3.1	Introdução.....	507
6.3.2	Classificação de Testes de Bombeamento.....	507
6.3.3	Sistemas de Bombeamento.....	509
6.3.4	Medição de Nível d'Água.....	509
6.3.5	Medição de Vazões.....	511
6.3.6	Planejamento e Execução dos Testes.....	517
6.3.7	Controle de Interferências.....	518
6.3.8	Condições e Normas de Execução.....	520
6.3.9	Registro dos Dados.....	521
	Referências.....	522
	Anexos.....	523

<b>Capítulo 6.4 - Análise de Fluxo para Poços em Meios Homogêneos.....</b>	<b>527</b>
6.4.1 Introdução.....	527
6.4.2 Características e Parâmetros Físicos de Aquíferos e Poços.....	528
6.4.3 Fluxo Radial para Poços.....	531
6.4.4 Fluxo para Poços em Regime Estacionário.....	533
6.4.5 Fluxo para Poços em Regime Transiente.....	541
6.4.6 Análise de Fluxo para Poços de Grande Diâmetro.....	555
6.4.7 Penetração Parcial em Poços.....	556
6.4.8 Fronteiras Hidráulicas - Teoria das Imagens.....	557
Exercícios Propostos.....	565
Referências.....	567
Anexos.....	569
<b>Capítulo 6.5 - Análise de Fluxo para Poços em Meios Heterogêneos.....</b>	<b>575</b>
6.5.1 Introdução.....	575
6.5.2 Conceitos Básicos.....	575
6.5.3 Modelagem de Sistemas de Fraturas.....	581
6.5.4 Geometria Fractal Aplicada.....	588
Exercícios Propostos.....	595
Referências.....	595
<b>Capítulo 6.6 - Eficiência Hidráulica de Poços.....</b>	<b>599</b>
6.6.1 Aspectos Gerais.....	599
6.6.2 Rebaixamento em um Poço Bombeado.....	599
6.6.3 Conceito de Raio Crítico.....	601
6.6.4 Decomposição das Perdas de Carga em Poços.....	602
6.6.5 Cálculo dos Rebaixamentos Parciais - Aquífero Confinado.....	604
6.6.6 Eficiência Hidráulica de Poços.....	605
6.6.7 Análise de Sensibilidade dos Fatores Influentes na Eficiência.....	606
6.6.8 Determinação da Equação Característica de Funcionamento do Poço através de Teste de Produção Escalonado.....	608
6.6.9 Determinação da Perda de Carga Laminar na Zona de Transição do Pré-Filtro ( $B_2 Q$ )..	610
6.6.10 Custo da Água Produzida.....	612
6.6.11 Aplicação do Método de Análise.....	612
Referências.....	616
<b>Capítulo 6.7 - Capacidade de Produção de Poços.....</b>	<b>617</b>
6.7.1 Introdução.....	617
6.7.2 Conceitos Básicos.....	617
6.7.3 Avaliação de Vazões de Exploração de Poços Tubulares em Meios Homogêneos.....	622
6.7.4 Avaliação de Baterias de Poços.....	625
6.7.5 Avaliação de Vazões de Exploração de Poços Tubulares em Meios Heterogêneos.....	634
6.7.6 Poços de Grande Diâmetro - Método de Porchet.....	637
Referências.....	639
Anexos.....	641
<b>Capítulo 6.8 - Sistemas de Bombeamento.....</b>	<b>645</b>
6.8.1 Introdução.....	645
6.8.2 Conceitos Básicos.....	645
6.8.3 Tipos de Bombas.....	650
6.8.4 Dispositivos de Acionamento e Proteção.....	654

6.8.5 Seleção da Bomba.....	655
6.8.6 Manutenção.....	655
Exercícios Propostos.....	656
Referências.....	656
<b>MÓDULO 7 - PLANEJAMENTO E GERENCIAMENTO DAS ÁGUAS</b>	
<b>SUBTERRÂNEAS</b>	<b>659</b>
<b>Capítulo 7.1 - Avaliação de Recursos Hídricos Subterrâneos.....</b>	<b>661</b>
7.1.1 Introdução.....	661
7.1.2 Evolução do Conhecimento.....	661
7.1.3 Reservas <i>versus</i> Recursos de Água Subterrânea.....	661
7.1.4 Reservas de Água Subterrânea.....	662
7.1.5 Recursos de Água Subterrânea.....	662
Referências.....	669
<b>Capítulo 7.2 - Monitoramento em Água Subterrânea.....</b>	<b>673</b>
7.2.1 Introdução.....	673
7.2.2 Conceitos e Objetivos do Monitoramento .....	673
7.2.3 Implantação de Redes de Monitoramento.....	674
7.2.4 Monitoramento do Estado Quantitativo.....	677
7.2.5 Monitoramento do Estado Qualitativo.....	677
7.2.6 Controle de Qualidade e Interpretação dos Dados.....	681
7.2.7 Armazenamento dos Dados - Sistemas de Informações.....	682
7.2.8 Considerações Finais.....	683
Referências.....	684
<b>Capítulo 7.3 - Aplicações de Modelos em Hidrogeologia.....</b>	<b>687</b>
7.3.1 Introdução.....	687
7.3.2 Tipos de Modelo.....	687
7.3.3 Modelo Conceitual.....	689
7.3.4 Obtenção de Dados.....	691
7.3.5 Condições de Contorno.....	693
7.3.6 Método das Diferenças Finitas.....	694
7.3.7 Noções de Modelos de Transporte de Poluentes.....	699
7.3.8 Método de Elementos Finitos.....	700
7.3.9 Estudo de Caso - Aquífero Cabeças no Vale do Gurguéia-PI.....	702
7.3.10 Considerações Finais.....	704
Referências.....	705
<b>Capítulo 7.4 - Cartografia Hidrogeológica.....</b>	<b>709</b>
7.4.1 Introdução.....	709
7.4.2 Conceituação de Mapa Hidrogeológico.....	709
7.4.3 Escalas e Elementos dos Mapas Hidrogeológicos.....	710
7.4.4 Tipos de Mapas.....	712
7.4.5 Legenda para Mapas Hidrogeológicos.....	715
7.4.6 Exemplos de Mapas Hidrogeológicos.....	721
Referências.....	723

<b>Capítulo 7.5 - Uso e Gestão de Água Subterrânea.....</b>	<b>725</b>
7.5.1 Introdução.....	725
7.5.2 Os Diversos Tipos de Uso.....	726
7.5.3 Potencialidade Hídrica Mundial e o Uso da Água Subterrânea.....	727
7.5.4 Reutilização da Água.....	730
7.5.5 Recarga Artificial.....	731
7.5.6 Planejamento e Gestão de Recursos Hídricos Subterrâneos.....	732
Referências.....	741
<b>Capítulo 7.6 - Sistemas de Informações em Água Subterrânea.....</b>	<b>743</b>
7.6.1 Introdução.....	743
7.6.2 Conceitos Básicos sobre Sistemas de Informações.....	743
7.6.3 Conceitos em Bancos de Dados.....	743
7.6.4 Sistemas de Informações sobre Recursos Hídricos.....	744
7.6.5 Sistema de Informações de Águas Subterrâneas - Siagas.....	747
7.6.6 O Siagas e a Gestão das Águas Subterrâneas.....	758
7.6.7 Extração de Conhecimento em Bases de Dados - Processo KDD.....	758
Referências.....	760
<b>APÊNDICES</b>	<b>763</b>
<b>Apêndice A - Noções de Cálculo Aplicado.....</b>	<b>763</b>
A.1.1 Funções de Duas ou Mais Variáveis.....	763
A.1.2 Limites e Continuidade (Vizinhança em um espaço de duas ou mais dimensões).....	764
A.1.3 Derivadas Parciais.....	766
A.1.4 Diferenciabilidade e Diferenciais.....	767
A.1.5 Plano Tangente e Normal a uma Superfície.....	769
A.1.6 Derivada Dirigida e Gradiente.....	771
A.1.7 Integrais Duplas (Área sob uma curva e a integral definida).....	774
A.1.8 Integrais Triplas.....	777
A.1.9 Elementos de Análise Vetorial.....	779
A.1.10 Integrais de Linhas.....	780
A.1.11 Áreas de Superfície e Integrais de Superfície.....	784
A.1.12 Divergência e Rotacional (CURL) de um Campo Vetorial no $\mathbf{R}^3$ .....	787
A.1.13 Equações Diferenciais Elementares e Problemas de Valor de Contorno .....	789
Referências.....	792
<b>Apêndice B - Noções de Geoestatística Aplicada.....</b>	<b>793</b>
A.2.1 Introdução.....	793
A.2.2 Descrição Univariada.....	793
A.2.3 Descrição Bivariada.....	798
A.2.4 Descrição Espacial.....	801
Referências.....	812





## Poço Violeta

(Foto: Edgar Shinzato, 2008)

Localizado no município de Cristino Castro, PI, foi perfurado em 1973, no âmbito dos Estudos de Reconhecimento do Vale do Gurguéia, realizados pelo DNOCS através do consórcio OESA-TECNOSOLO-OTI-EPTISA. Projetado pelo hidrogeólogo Hélio Paiva Macedo de França e perfurado pela CPRM, sob a responsabilidade técnica do engenheiro de perfuração Raimundo Bezerra de Medeiros. Atingiu 1.000 metros de profundidade e capta conjuntamente os aquíferos Serra Grande e Cabeças. Apresentou uma vazão natural de jorro de 970.000 litros / hora com água à temperatura de 57°C.



# A Água Subterrânea

Capítulo 1.1 - Evolução Histórica do Conhecimento

Capítulo 1.2 - Importância da Água Subterrânea

Capítulo 1.3 - A Água Subterrânea no Brasil



## Capítulo 1.1

## EVOLUÇÃO HISTÓRICA DO CONHECIMENTO

João Manoel Filho

## 1.1.1 Introdução

**T**úneis e poços construídos para captação de água na Pérsia e no Egito, por volta de 800 a.C., comprovam que as águas subterrâneas são aproveitadas pelo homem desde a idade antiga (Tolman, 1937). Portanto, muito antes da compreensão da sua origem, ocorrência e movimento.

Homero, Tales e Platão, antigos filósofos gregos, admitiam a hipótese de que as nascentes eram formadas por água do mar conduzida através de canais subterrâneos para baixo das montanhas, de onde ascendiam até à superfície depois de purificadas. Anaxágoras (500-428 a.C.) reconheceu a importância da chuva como fonte de água para os rios e, mesmo, para o armazenamento da água subterrânea, embora não tenha entendido corretamente a natureza desse armazenamento (Walton, 1970). Aristóteles (384-322 a.C.) reconheceu o caráter cíclico do caminho da água entre a terra e o ar, a evaporação e a condensação e a sua importância na formação da chuva e, ainda, o fato de que parte da chuva contribui para a formação dos rios e parte penetra na terra e reaparece nas nascentes ou fontes.

Não obstante, a importância da evaporação, da precipitação e da infiltração para a origem das águas subterrâneas somente foi claramente explicada no início da era cristã, pelo arquiteto romano Vitruvius, que sugeriu ser a **infiltração** da água de chuva o fenômeno responsável pela acumulação da água no subsolo. O francês Bernard Palissy (1510–1590) também chegou a explicar a origem dos rios e fontes como sendo resultado do que hoje se conhece como ciclo hidrológico: *“a água da chuva que cai no inverno desaparece no verão para voltar novamente no inverno... E quando os ventos empurram esses vapores, as águas precipitam em todas as partes do terreno e quando Deus quer que essas nuvens (que nada mais são do que massas de água) se dissolvam, o vapor se transforma em chuva que cai no terreno.”* O trabalho de Palissy foi obscurecido pelas idéias dos filósofos gregos e romanos por ter sido escrito em francês, numa época em que o latim era a língua científica então aceita. (Fetter Jr., 2001). Daí porque, até fins do século XVII, se acreditava que somente a

chuva não era suficiente para explicar a água que flui nos grandes rios. Três passos importantes, todavia, contribuíram de maneira notável para o esclarecimento dessa questão.

O passo pioneiro foi dado pelo francês Pierre Perrault (1608-1680), que mediu pela primeira vez a precipitação pluviométrica sobre uma bacia hidrográfica e o volume de água de escoamento superficial correspondente. O experimento foi efetuado na bacia do rio Sena, a montante de Aignay-le-Duc, numa área de drenagem de 122 km<sup>2</sup>, sobre a qual obteve, para um período de 3 anos (1668 a 1670), uma precipitação média anual de 520 mm. Enquanto essa lâmina média precipitada correspondia a um volume da ordem de 63 milhões de m<sup>3</sup>/ano, a descarga média do rio, registrada no mesmo período, foi de apenas 10 milhões de m<sup>3</sup>/ano (aproximadamente 16% da chuva) em Aignay-le-Duc. Ficou assim demonstrado que as chuvas poderiam facilmente garantir o fluxo de água dos rios, de água para as plantas e, ainda, de água para infiltração até profundidades além do alcance das raízes.

Um segundo passo importante foi dado, na mesma época, pelo físico francês Edmé Mariotté (1620-1684), que fez medidas no rio Sena, em Paris, e confirmou o trabalho de Perrault. Dados concretos obtidos por Mariotté para o rio Sena, também em Paris, e publicados em 1686, após a sua morte, comprovaram a teoria da infiltração.

Embora pioneiro da hidrologia, Pierre Perrault foi um advogado que ocupou posições administrativas e financeiras no governo francês e, por isso, não é conhecido nos círculos científicos. Ao que parece, o interesse de Perrault pelas águas subterrâneas, que culminou com a publicação do livro *De l'Origine des Fontaines*, em 1674, foi estimulado pelo físico holandês Christian Huygens, que então morava em Paris e a quem o livro foi dedicado (Todd, 1959). O fato de Perrault não ser conhecido nos meios científicos também parece ter sido a razão pela qual Meinzer (1934) admite que Mariotté, mais do que qualquer outro, provavelmente merece a distinção de ser encarado como o fundador da **hidrologia de águas subterrâneas**, ou talvez de toda a ciência hidrológica. Há, porém, quem considere que foi com o trabalho de Perrault que surgiu a hidrologia (UOP - JOHNSON DIVISION, 1972).

O terceiro passo foi dado com a contribuição do astrônomo inglês Edmond Halley (1656-1742), que demonstrou em 1693, a partir de medições sistemáticas, que a evaporação da água do mar era suficiente para responder por todas as nascentes e fluxos de cursos de água observados nos continentes.

Durante o século XVIII foram estabelecidos os fundamentos geológicos para a compreensão da ocorrência e do movimento das águas subterrâneas. Vallesièrre destacou, em 1715, a importância de uma camada impermeável como estrato confinante de um sistema de água subterrânea sob pressão. La Métherie, em 1791, ensina que uma parte da chuva e da neve escoam diretamente, uma segunda parte umedece os solos e a partir daí evapora ou alimenta as plantas, e uma terceira parte penetra nos reservatórios subterrâneos, a maiores profundidades, de onde reaparece gradualmente na superfície como fontes ou nascentes.

### 1.1.2 A Hidrogeologia no Mundo

A palavra hidrogeologia (Mather, 2001) foi criada pelo francês Jean-Baptiste de Lamarck, que há 200 anos escreveu um volume de 268 páginas intitulado *Hydrogéologie* (Lamarck, 1802). Esse termo, porém, foi usado por Lamarck para descrever o papel da água na morfologia da superfície terrestre. O conceito de hidrogeologia como ramo da geologia que estuda a água subterrânea, foi introduzido pelo inglês Joseph Lucas (1877). Esse termo, durante longo tempo, permaneceu ignorado por muitos estudiosos da água subterrânea com formação em engenharia, que sempre preferiram tratá-lo como um ramo da hidrologia. A exemplo de Meinzer (1934, *op.cit.*), que se refere ao assunto como **hidrologia de águas subterrâneas**, autores mais recentes como Custodio & Llamas (1976, 1983) com o clássico **Hidrologia Subterrânea**, em língua espanhola, dão um testemunho vivo dessa preferência. Isso não significa que esses autores façam restrição ao termo **hidrogeologia**, hoje aceito e universalmente usado.

Durante a primeira metade do século XIX, especial interesse pelas águas subterrâneas ocorreu na França, graças a resultados muito favoráveis obtidos com a perfuração de poços tubulares para o abastecimento d'água de comunidades. O engenheiro Henry Darcy (1803-1858), depois de realizar inúmeros experimentos sobre o movimento da água através de colunas de areia, estabeleceu uma fórmula, conhecida como **Lei de Darcy**, que permite expressar a descarga de água, através da areia, por unidade de superfície, em função da condutividade hidráulica do material arenoso e do gradiente hidráulico (Darcy, 1856). Essa lei, discutida em detalhe no capítulo 2.2, constitui a base de muitos métodos de avaliação quantitativa de recursos hídricos subterrâneos.

Sucedendo ao trabalho de Darcy, inúmeras contribuições, com ênfase na hidráulica do aproveitamento das águas subterrâneas, foram feitas por muitos cientistas na segunda metade do século XIX, algumas das quais são aqui destacadas. Por exemplo, ainda na França, Dupuit (1863) foi o primeiro a desenvolver uma fórmula para o fluxo radial estacionário de água subterrânea para um poço em bombeamento. Na Alemanha, A. Thiem (1870) também desenvolveu fórmulas para o fluxo estacionário de água subterrânea para poços e galerias. O austríaco Forchheimer (1886) usando a teoria de funções de variáveis complexas (ver por exemplo, Rothe *et al.*, 1951; Milne-Thomson, 1960) introduziu métodos para a solução de problemas de fluxo em uma região **R** do espaço (isto é, problemas de valor inicial e de contorno). Dentre esses métodos, incluem-se a transformação conforme (ver qualquer livro de cálculo avançado) a construção de redes de fluxo e o método das imagens. Ele também foi pioneiro na solução do problema de fluxo subterrâneo numa formação produtora de água limitada por um rio perene e do problema de um poço bombeando uma formação produtora de água submetida a uma recarga uniforme. Na Holanda, Ghyben (1889) estabeleceu as leis do equilíbrio entre a água do mar e a água doce subterrânea. Nos Estados Unidos, King (1892) apresenta informações detalhadas sobre a relação entre carga e movimento da água subterrânea. Slichter (1898) estabelece a relação entre o tamanho efetivo dos grãos da rocha e a permeabilidade intrínseca da mesma.

No século XX, o desenvolvimento da hidrologia das águas subterrâneas cresceu bastante com a participação de muitos europeus e americanos. Na primeira metade deste século, entre muitos outros, destacam-se os trabalhos de Thiem (1906), que desenvolveu um método de campo para determinar a condutividade hidráulica de uma formação produtora de água e a taxa de fluxo, usando um poço de bombeamento e o rebaixamento resultante em poços de observação, e de Meinzer (1923), que avaliou os estudos anteriores no âmbito dos princípios e metodologias de pesquisa, com ênfase nas ocorrências e na distribuição da água subterrânea nos Estados Unidos, elaborando o primeiro manual para especialistas do setor.

Grande expansão teve o desenvolvimento de soluções de problemas bi e tridimensionais de fluxo estacionário para canais e drenos, com os trabalhos de Pavlovsky (1922), Kozeny (1933), Lindquist (1933), Hamel (1934) e Muskat (1935), entre outros. Theis (1935) formulou a primeira solução transiente de fluxo para drenos horizontais. Estudos de fluxo de água subterrânea de solos para drenos foram desenvolvidos por Kirkham (1945), Childs (1945) e Englund (1951).

No que se refere a fluxo estacionário para poços, De Glee (1930) solucionou o problema do fluxo para um poço numa formação produtora de água, realimentada por uma outra formação produtora superior. A distribuição do potencial hidráulico em torno de um poço parcialmente penetrante foi estudada por Forchheimer (1930), Kozeny (1932) e Muskat (1932). Métodos para determinar perdas de entrada de fluxo para poços foram descritos por Kano (1939), Jacob (1947) e Rorabaugh (1953). A solução analítica da equação do fluxo transiente para um poço, numa formação produtora de água, obtida por Theis (1935), constitui uma das mais importantes contribuições ocorridas no século XX para o desenvolvimento da hidráulica de poços e das estimativas dos recursos de água subterrânea de uma formação confinada (não drenante), numa região.

Modelos reduzidos de fluxo para poços usando tanques de areia foram aplicados por Wyckoff *et al.* (1932), Babbitt & Caldwell (1948), Hansen (1952), Childs *et al.* (1953) e Day & Luthin (1954). Modelos de placas paralelas foram usados por Dietz (1944), Moore (1949) e Zanger (1953). Modelos analógicos elétricos foram desenvolvidos para o estudo de problemas complexos de fluxo por Wyckoff *et al.* (1933), Muskat (1935), Babbitt & Caldwell (1948) e Zanger (1953).

Hubbert (1940) deduziu a equação experimental de Darcy a partir das equações de Navier-Stokes, introduzindo na sua formulação o conceito de potencial de força e destacando, ainda, os princípios físicos das relações hidrodinâmicas entre água doce e água salgada. Na mesma época, o conceito de coeficiente de armazenamento, nos termos em que é aplicado a uma formação elástica produtora de água, ficou definitivamente esclarecido (Jacob, 1940) e foi investigada a subsidência de terras produzida por explorações de água subterrânea (Tolman & Poland, 1940). Equacionamentos matemáticos de problemas de fluxo regional de água subterrânea foram feitos por Hubbert (1940), Jacob (1945), Werner & Noren (1951) e Ferris (1951). Jacob (1946) formulou soluções transientes para um poço em um aquífero semi-confinado e para um poço de rebaixamento constante. O uso de métodos numéricos na solução de problemas de fluxo em aquíferos é discutido por Shaw & Southwell (1941), Yang (1949), Boulton (1951), Kashef *et al.* (1952) e Stallman (1955).

Boulton (1963) desenvolveu um modelo para analisar testes em aquíferos livres, que foi aperfeiçoado por Prickett (1965). Hantush (1964) apresentou soluções para problemas de fluxo em domínios aquíferos confinados e semiconfinados, incluindo poços surgentes, poços parcialmente penetrantes, infiltração lateral induzida de rios por poços de bombeamento e poços coletores com drenos horizontais. Walton *et al.* (1967) estudaram, através de modelos analógicos elétricos, problemas de recarga lateral induzida de rios para poços de bombeamento localizados nas margens.

Livros textos clássicos, tratando da teoria do fluxo em meios porosos, foram escritos por Muskat (1937), Polubarinova-Kochina (1962) e Bear (1972).

O conhecimento hidrodinâmico dos sistemas de fluxo teve um significativo avanço durante a década de 60. Nesse período, as relações entre águas superficiais e águas subterrâneas foram encaradas do ponto de vista da **análise de sistemas**, estabelecendo-se as bases para a gestão da água subterrânea, usando principalmente modelos analógicos (malhas de resistências e capacitores). Esse tipo de modelo, porém, somente proliferou até o início dos anos 70, quando praticamente desapareceu, substituído pelos modelos digitais, cuja expansão vertiginosa e sofisticação, verificada nos últimos 25 anos, ainda não cessou de crescer.

A partir de 1980, ao lado dos problemas de aproveitamento de água subterrânea para o desenvolvimento, inúmeros casos graves de contaminação de aquíferos em várias partes do mundo exigiram grandes investimentos na pesquisa e na elaboração de normas e instrumentos legais para controle dessa contaminação. Surgiram, então, no início dos anos 1990, os conceitos de **hidrogeologia física** e **hidrogeologia química** (Domenico & Schwartz, 1990, 1998).

No campo da hidrogeologia física, avanços importantes aconteceram com o desenvolvimento de códigos computacionais modulares tridimensionais, para a solução dos problemas de fluxo. A previsão do comportamento dos aquíferos, até então avaliada analiticamente em duas dimensões, passou a ser tratada através de simulações numéricas tridimensionais usando diferenças finitas. O exemplo mais notável é o código MODFLOW (McDonald & Harbaugh, 1988) do Serviço Geológico dos Estados Unidos (USGS). Desde então, o aparecimento de novos **códigos, modelos** ou **programas**, também chamados **pacotes**, desenvolvidos por inúmeros autores, não cessou de crescer. Tais programas podem funcionar isoladamente ou integrados com o MODFLOW através de arquivos de dados e funcionando como um módulo. Esses módulos podem simular efeitos de poços, rios, drenos, limites dependentes de carga, evapotranspiração, recarga etc.

A hidrogeologia química se desenvolveu quase em paralelo com a hidrogeologia física, haja vista que em 1854, portanto, dois anos antes do experimento de Henry Darcy, na França, sobre o movimento da água nos meios porosos, o médico John Snow - que cinco anos antes havia escrito um trabalho sobre a cólera (Snow, 1849) - controlou uma irrupção da doença em Londres ao retirar a bomba manual de um poço público que identificou como a fonte de transmissão da epidemia. Várias publicações do início do século 20 tratam de problemas de contaminação de água subterrânea por esgotos (McCallie, 1905; Matson, 1910) e de contaminação por resíduos de poços de petróleo

(Bowman, 1905). Nos anos 1920 e 1930, diversos trabalhos experimentais foram realizados em campo sobre o deslocamento de contaminantes em aquíferos (por exemplo, Stiles & Crohurst, 1923; Calvert, 1932).

Durante cerca de 50 anos, aproximadamente de 1930 a 1980, os resíduos industriais dos solventes clorados utilizados na indústria inglesa e americana foram lançados sem controle na superfície no solo. Traduzidos para o português como LFDNA (líquidos de fase densa não aquosa), do inglês DNAPL (*dense non-aqueous phase liquids*), esses compostos produziram considerável contaminação da água subterrânea sem que, aparentemente, os hidrogeólogos se dessem conta disso. De fato, somente em anos mais recentes é que a magnitude dessa contaminação tornou-se evidente. Na Inglaterra, o uso de tricloroetano ou tricloroeteno (TCE) começou de forma modesta, em 1910, e ampliou-se a partir de 1930. Nos Estados Unidos, o tetracloreto de carbono (CTC) substituiu a gasolina na indústria de limpeza nos anos 1930, tornando-se o solvente mais usado até os anos 1960, quando o tricloroetano (TCA) substituiu o TCE. Com a expansão industrial decorrente da segunda guerra mundial, a produção de solventes clorados foi ampliada. Em 1950, foram introduzidos na Inglaterra os solventes tetracloreto (PCE) e tetracloreto de carbono (CTC) cuja toxicidade logo levou à sua retirada do mercado. Nessa época, a proteção ambiental não era uma prioridade e até resíduos industriais contendo metais pesados chegaram a ser lançados, na área de *Long Island*, Nova York, em lagoas de infiltração conectadas com aquífero pouco profundo e permeável, produzindo contaminação da água subterrânea por cádmio e cromo dissolvidos (Feter Jr., *op.cit.*). Outras contaminações por cromo descritas por Davids & Lieber, 1951 e por Lieber & Welsch, 1954, comprovaram que a água subterrânea contaminada pode se deslocar por centenas de metros em um aquífero.

Até os anos 1960, a questão (hoje do domínio da hidrogeologia química) de saber se a água subterrânea era ou não significativamente afetada por **resíduos orgânicos**, era estudada observando apenas os esgotos e materiais similares. Considerados como os poluentes mais fáceis de serem eliminados pelos processos naturais (separação, filtração, diluição, oxidação e reações químicas), os **orgânicos** receberam pouca atenção até essa época. Os químicos analistas se concentravam nos alc-benzeno sulfonados (ABS), detergentes e pesticidas orgânicos como o DDT e o aldrin. Devido à sua falta de gosto ou odor e à sua maior densidade em relação à água, os DNAPLs permaneceram descartados como contaminantes da água subterrânea. Os seus resíduos eram simplesmente lançados na superfície do solo, na crença de que a alta volatilidade dos vários solventes os transferia para a atmosfera, quando na verdade o que acontecia é que a difusão gasosa e a infiltração induziam a migração dos DNAPLs para a sub-superfície.

Estudos de 1984 – 1985, na Inglaterra, revelaram ampla contaminação de águas subterrâneas por solventes, com teores acima de 1 mg/L em muitas áreas. O mesmo foi observado na Califórnia, em 1980, quando um programa de monitoramento de qualidade da água para fins de abastecimento público descobriu contaminações por tricloroetileno (TCE) e tetracloreto (PCE) que levaram à interdição de 20 poços num raio de 10 km. Não é, portanto, sem razão que nos últimos 20 anos as atenções se voltaram para a contaminação das águas subterrâneas por resíduos industriais perigosos, chorumes de depósitos de lixo urbano, derramamentos de petróleo, atividades agrícolas (usuárias de fertilizantes, pesticidas, herbicidas) e, ainda, resíduos radioativos depositados em formações geológicas profundas.

De 1994 a 2001, o desenvolvimento de ferramentas computacionais para o tratamento de problemas ligados à hidrogeologia química, foi bastante intenso. Em 1995, a Usepa – Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos – apresentou o primeiro protótipo do código RT3D (*Reactive Transport in 3-Dimensions*), que em 1998 (Clement, 1998) foi transferido para a indústria como *software* de domínio público e integrado com outras interfaces gráficas de programas comerciais modulares.

Todavia, nos últimos 15 anos (1993 - 2008) foram identificados vários tipos de processos microbiológicos com potencial para uso na remediação de compostos de petróleo (por exemplo, benzeno, tolueno, xileno) e de solventes clorados (PCE, TCE, TCA). Até agora, porém, não foi possível tirar proveito de tais processos para obter um sistema viável de remediação. Como se vê, a modelagem da composição química da água subterrânea, do movimento e dispersão de fluidos miscíveis e de contaminantes na zona não saturada e nos aquíferos (zona saturada), apesar do espetacular desenvolvimento que apresentou na última década, ainda precisa superar dificuldades, associadas à definição dos problemas, coleta de dados e conhecimentos básicos.

Não resta dúvida que o notável desenvolvimento da engenharia de *software* e da microeletrônica em muito facilitaram as soluções dos problemas físicos e químicos de águas subterrâneas, através dos computadores. Isso, porém, não significa que, dado um certo problema, se possa ir diretamente ao microcomputador, usando um programa comercial supostamente concebido para resolver a questão, e esperar uma solução consistente apertando simplesmente alguns botões. O usuário precisa ter experiência no uso do microcomputador, conhecer profundamente o programa que vai usar e, sobretudo, **entender o problema que deseja solucionar**, o qual deve ser apresentado como um modelo conceitual. Além disso, depois de solucionado, esse modelo precisa ser **validado**, ou seja, ter as suas previsões comprovadas por registros das “respostas” do aquífero.

### 1.1.3 A Hidrogeologia no Brasil

No Brasil, durante a primeira metade deste século, as ações desenvolvidas, em termos de hidrologia de águas subterrâneas, concentraram-se na região Nordeste e ficaram praticamente restritas à perfuração de poços. Essa atividade esteve geralmente atrelada a programas esporádicos (ditos emergenciais) de combate às secas e, sempre, sem muita preocupação com a execução de estudos básicos para avaliação de recursos disponíveis e planejamento de uma política permanente de administração e uso da água, capaz de garantir uma convivência produtiva do nordestino com a sua terra sem o estigma da seca. Em paralelo com a perfuração de poços, e de maneira igualmente descontínua, desordenada e desvinculada de uma política global de águas para a região, muitos açudes de pequeno, médio e grande portes foram construídos.

O esforço foi enorme e conduzido inicialmente pela IFOCS - Inspetoria Federal de Obras Contra as Secas, posteriormente transformada no DNOCS - Departamento Nacional de Obras Contra as Secas. Enquanto puderam contar com os necessários recursos de parte do governo federal, esses órgãos conseguiram implantar uma infra-estrutura de observações pluviométricas e hidrométricas que muito contribuiu para o planejamento e a execução das grandes obras realizadas. Poucas, todavia, foram as publicações técnico-científicas resultantes de toda essa atividade. Uma grande massa de informação parece ter permanecido sem análise ou sob a forma de relatórios técnicos inéditos, muitos dos quais se perderam no tempo, por conta de sucessivas mudanças de sede, e os arquivos do IFOCS-DNOCS, por falta de centralização, acabaram ficando disseminados entre Rio de Janeiro, Recife e Fortaleza sem que se saiba até que ponto foram perdidas informações (Dubreuil, 1964).

De acordo com o que restou dos referidos arquivos, tudo indica que até 1950, o trabalho mais significativo, no domínio da hidrologia de superfície, é o de Aguiar (1939), que desenvolveu uma fórmula empírica para avaliação de deflúvios em bacias hidrográficas desprovidas de dados fluviométricos, a partir da precipitação média, e que foi utilizado durante décadas por engenheiros e técnicos nordestinos. No tocante à hidrologia subterrânea, os trabalhos existentes são expeditos e realizados por engenheiros e geólogos não especializados, quase sempre a partir de viagens de reconhecimento regional. Mesmo assim, são de valor inestimável como fonte de informação, principalmente qualitativa, merecendo destaque os trabalhos de Warming (1913) e Small (1914), para a IFOCS, na região Nordeste, e de Kegel (1955) sobre as águas subterrâneas do Piauí, para o DNPM - Departamento Nacional de Produção Mineral. Dadas as circunstâncias, não seria razoável, na

primeira metade do século, esperar maior progresso técnico do que o alcançado no monitoramento e na análise de dados hidrológicos e hidrogeológicos, na medida em que essa tarefa ainda hoje continua sendo difícil.

Com a criação da Sudene - Superintendência do Desenvolvimento do Nordeste, começou, a partir de 1960, um ciclo de missões de cooperação técnica internacional, para estudo dos recursos naturais da região e formação de recursos humanos, dando início ao desenvolvimento da hidrogeologia brasileira. Os trabalhos de perfuração de poços passaram a ser conduzidos por pessoal especializado e deram lugar a muitos estudos de caráter exploratório e de semidetalle. A execução de testes de produção de poços passou a ser conduzida obedecendo a uma metodologia universal. No período de 25 anos, decorrido entre 1960 e 1985, inúmeros programas de perfuração intensiva de poços resultaram na construção de milhares de unidades. Esse trabalho foi realizado principalmente pela Sudene, através da Conesp - Companhia Nordestina de Sondagens e Perfurações, e pelos governos estaduais, através das suas respectivas companhias de perfuração de poços, notadamente CERB - Companhia de Engenharia Rural da Bahia, na Bahia; Cisagro - Companhia Integrada de Serviços Agropecuários, em Pernambuco; SOEC - Secretaria de Obras do Estado do Ceará, hoje Sohidra - Superintendência de Obras Hidráulicas, no Ceará; Casol - Companhia de Águas e Solos, depois CDM - Companhia de Desenvolvimento Mineral, no Rio Grande do Norte e CDRM - Companhia de Desenvolvimento de Recursos Minerais, na Paraíba.

Nos últimos dez anos, por conta das dificuldades econômicas que afetaram o país, o ritmo dos programas de perfuração de poços na região semi-árida nordestina sofreu uma certa desaceleração. Em nenhum momento, porém, chegou a sofrer uma completa solução de continuidade e muitos poços foram e ainda continuam sendo perfurados no cristalino.

Como trabalhos de base destacam-se, na hidrologia superficial, o de Pioger (1964), e na hidrologia subterrânea o **Inventário Hidrogeológico Básico do Nordeste**, na escala 1:500.000, previsto para cobrir toda a área de jurisdição da Sudene (1.600.000 km<sup>2</sup>). Este trabalho, pioneiro no país e na América Latina, descreve de maneira sistemática os aquíferos da região, avaliando as suas potencialidades e disponibilidades hídricas em termos de quantidade e qualidade para diversos usos.

A partir dos anos 70, ações semelhantes foram desenvolvidas no Sul e Sudeste do país, nos estados de Minas Gerais pelo Cetec - Fundação Centro Tecnológico de Minas Gerais, em São Paulo pelo DAEE - Departamento de Águas e Energia Elétrica e IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas, e no Paraná pela SURHEMA. Nos anos 80, a exemplo do que já

aconteceria em algumas ocasiões no passado, a atividade hidrogeológica no país foi progressivamente arruinada em praticamente todos os organismos ligados ao setor.

No Nordeste, por exemplo, a descontinuidade do trabalho da Sudene e dos órgãos estaduais ligados ao desenvolvimento das águas subterrâneas é responsável pela precariedade de conhecimentos que ainda caracteriza a hidrogeologia da região. A falta de uma instituição estruturada para estabelecer e difundir, junto aos órgãos que atuam na perfuração de poços, normas e procedimentos técnicos uniformes de execução de testes, de coleta e arquivamento de dados hidrogeológicos, em caráter permanente, é uma consequência da falta de prioridade dos governos com o setor hídrico regional. Prova disso é que, até hoje, ainda não existem políticas claras de desenvolvimento e de gerenciamento de águas subterrâneas no Nordeste, embora ninguém ignore que os insumos necessários para isso sejam os estudos hidrogeológicos e as informações de boa qualidade sobre os aquíferos regionais.

Nos últimos anos, todavia, com os Planos Estaduais de Recursos Hídricos que estão sendo concebidos e implantados em diversos estados da federação, renascem, mais uma vez, as esperanças de novos progressos na hidrogeologia, tanto em termos de métodos exploratórios como em termos de métodos de exploração e de gerenciamento das águas subterrâneas.

## Referências

- AGUIAR, F. G. **Estudos hidrométricos do Nordeste brasileiro**. Rio de Janeiro: IFOCS, 1939. (Bol. 12).
- BABBIT, H. E.; CALDWELL, D. H. The free surface around an interference between gravity wells. **Univ. Ill. Bull.**, v. 45, n. 30, 1948.
- BEAR, J. **Dynamics of fluids in porous media**. New York: Elsevier. 1972. 764 p.
- \_\_\_\_\_. **Hydraulics of groundwater**. New York: McGraw-Hill. 1979. 567p.
- BOULTON, N. S. The flow pattern near a gravity well in a uniform water-bearing medium. **Journal Institution of the Civil Engineers**, Londres, n. 64, p. 534, 1951.
- BOULTON, N. S. Analysis of data from nonequilibrium pumping tests allowing for delayed yield from storage. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, Londres, n. 26, p. 469-482, 1963.
- BOWMAN, I. **Disposal of oil well wastes at Marion, Indiana**. Washington: U.S.G.S., 1905. v. 113, p. 36-49. (Water Supply Paper).
- CALVERT, C. K. Contamination of groundwater by impounded garbage waste. **Journal American Water Works Association**, New York, v. 24, p. 266-276, 1932.
- CHILDS, E. C. The water table, equipotentials and streamlines in drained land. **Soil Science**, Baltimore, v. 59, 1945.
- CHILDS, E. C.; COLE, A. H.; EDWARDS, D. H. The measurement of the hydraulic permeability of saturated soil in situ. II. **Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences**, Londres, v. 216, n. 1.124, p. 72-89, jan. 1953.
- CLEMENT, T. P. **RT3D - A modular computer code for simulating reactive multi-species transport in 3-dimensional groundwater systems**. Richland, Washington: Battelle Pacific Northwest National Laboratory, 1998.
- CUSTODIO, E.; LLAMAS, M. R. **Hidrología subterránea** 2. ed. [Barcelona]: Omega, 1983. 2 v.
- DARCY, H. **Les fontaines publiques de la ville de Dijon** Paris: [s.n], 1856.
- DAY, P. R.; LUTHIN, J. N. Sand model experiments on the distribution of water-pressure under an unlined canal. **Proceedings, Soil Science Society of America**, Madison, Wis., v. 18, n. 2, 1954.
- DAVIDS, H. W.; LIEBER, M. Underground contamination by chromium waste. **Water & Sewage Works**, Chicago, v. 98, n. 12, p. 528-534, 1951.
- DE GLEE, G. J. **On groundwater currents through draining by means of wells**. 1930. Tese (Doutorado)-Technische Hogeschool te Delft, [S.I.], 1930.
- DIETZ, D. N. Ervaringen met modelonderzoek in de hydrologie. **Water**, [S.I.], n. 3, 1944.
- DOMENICO, P. A.; SCHWARTZ, F. W. **Physical and Chemical Hydrogeology**. New York: John Wiley & Sons, 1997.
- DUBREUIL, P. **Estudo geral de base do vale do Jaguaribe**: monografia hidrológica. Recife: Sudene, 1964.
- DUPOIT, J. **Études théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables**. 2. ed. Paris: Dunod, 1863.
- ENGELUND, P. Mathematical discussion of drainage problems. **Danish Acad. Tech. Sci. Trans. Bull.** 3, [S.I.], 1951.
- FERRIS, J. G. **Cyclic fluctuations of water level as a basis for determining aquifer transmissibility**. [Bruxelles]: Union Géodesique et Geophysique Internationale; Association Internationale d'Hydrologie Scientifique, 1951. (Assemblée Générale de Bruxelles, v. 2).
- FETTER Jr., C. W. **Applied hydrogeology**. 4th ed. New York : Prentice Hall, 2001.
- FORCHHEIMER, P. **Über die ergiebigkeit von brunnenanlagen und sickerschlitzen**, **Zeitschrift**



- des Architekten und Ingenieur-Verein, Hannover, v. 32, n. 7, 1886.
- FORCHHEIMER, P. **Hydraulik**. Berlin: B.G. Teubner Verlagsgesellschaft, 1930.
- GARDUÑO, H.; ARREGUIN-CORTES, F. **Efficient water use**. Montevideo: UNESCO; ROSTLAC, 1994. 379p.
- GHYBEN, W. B. Nota in verband met de voorgenomen putboring nabij Amsterdam. **K. Inst. Ing. Tydschr.**, [S.I.], 1889.
- HAMEL, G. Über grundwasserströmung. **Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik**, Weinheim, v. 14, 1934.
- HANSEN, V. E. Complicated well problems solved by the membrane analogy. **Transactions, American Geophysical Union**, [Washington], v. 33, n. 6, 1952.
- HANTUSH, M. S. Hydraulics of wells. **Advances in hydroscience**, New York, n. 1, p. 282-432, 1964.
- HABERMEHL, M. A. Ground water in Australia. In: CONGRESS OF INTERNATIONAL ASSOCIATION OF HYDROGEOLOGISTS, 18. , 1985. [**Proceedings...**]. [S.I.: s.n.], 1985. v. 28, n. 1, p. 31-52.
- HUBBERT, M. K. The theory of groundwater motion. **The Journal of Geology**, Chicago, v. 48, n. 8, 1940.
- JACOB, C. E. On the flow of water in an elastic artesian aquifer. **Transactions, American Geophysical Union**, Washington, pt. 2, p. 574-586, 1940.
- JACOB, C. E. Correlation of groundwater levels and precipitation on Long Island. **Water Power and Control Comm. Bull. GW-14**, New York, 1945.
- JACOB, C. E. Radial flow in a leaky artesian aquifer. **Transactions, American Geophysical Union**, Washington, v. 27, n. 2, p. 198-208, 1946.
- JACOB, C. E. Drawdown test to determine effective radius of artesian well. **Proceedings of the American Society of Civil Engineers**, Reston, VA, v. 112, 1947.
- KANO, T. Frictional loss of head in the wall of a well. **Japanese Journal of Astronomy and Geophysics**, Tokyo, n. 1, 1939.
- KASHEF, A. I.; TOULOUKLAN, Y. S.; FADUM, R. E. Numerical solutions of steady and transient flow problems. **Purdue Univ. Exp. Sta. Bull.**, [S.I.], v. 36, ser. 117, 1952.
- KEGEL, W. Água subterrânea no Piauí. **Boletim DNPM. Divisão de Geologia e Mineralogia**, Rio de Janeiro, n,156, 1955.
- KING, F. H. **Observations and experiments on the fluctuations in level and the rate of movement of groundwater on the Wisconsin Agricultural**. [S.I.: s.n.], 1892.
- KIRKHAM, D. Artificial drainage of land, streamline experiments, the artesian basin - III. **Transactions, American Geophysical Union**, [Washington, v. 26, n. 3, 1945.
- KOZENY, J. Hydrologische grundlagen des draversuchs. **Commun. Trans. Intern. Soc. Soil Sci.**, 6th, Groningen., 1932.
- KOZENY, J. Theorie und berechnung der brunnen. **Wasserkraft und Wasserwirtschaft**, Munchen, v. 28, [19].
- LAMARCK, J. B. **Hydrogéologie**. Paris : Musée d´Histoire Naturelle (Jardin des Plantes), 1802. 268 p.
- LIEBER, M.; WELSCH, W. F. Contamination of groundwater by cadmium. **Journal of American Water Works Association**, New York, v. 46, p. 541-547, 1954.
- LINDQUIST, E. On the flow of water through porous soil. **Repts. First Cong. Large Dams**, Stockholm, 1933.
- LUCAS, J. Hydrogeology: one of the developments of modern practical geology. **Trans. Inst. Surveyors**, [S.I.], v. 9, p. 153-184, 1877.
- MATSON, G. C. **Pollution of underground waters in limestone**. Washington: U.S. Geological Survey, 1910. p. 48-56. (Water Supply Paper 258).
- McCALLIE, S. W. **Experiment relating to problems of well contamination in Quitman, Geórgia**. Washington: U.S. Geological Survey, 1905. p. 45-54. (Water Supply Paper 110).
- MEINZER, O. E. **The occurrence of groundwater in the United States**. Washington: U.S. Geological Survey, 1923.
- MEINZER, O. E. The history and development of ground-water hydrology. **Journal of the Washington Academy of Sciences**, Washington, v. 24, p. 6-32, 1934.
- MOORE, A. D. Fields from fluid flow mappers. **Journal of Applied Physics**, New York, v. 20, 1949.
- MUSKAT, M. 1932. Potential distributions in large cylindrical disks with partially penetrating electrodes. **Physics**, [S.I.], v. 2, 1932.
- MUSKAT, M. Seepage of water through dams with vertical faces. **Physics**, [S.I.], v. 6, 1935.
- MUSKAT, M. **The flow of homogeneous fluids through porous media**. New York: McGraw Hill, 1937. 763 p.
- ORGANIZATION FOR ECONOMIC CO-OPERATION AND DEVELOPMENT. **Water resources management-integrated policies**. Paris, 1989. 199 p.
- PAVLOVSKY, N. N. **Teoriia dvizheniia gruntovykh vod pod gidrotekhnicheskimi seeruzeniiami**. Leningrad : [s.n.], 1922.

- PIOGER, R. **Ressources en eau du nord-est du Brésil: les eaux fluviales; hidrologie et geometrie comparées des reservoirs et politique de l'eau.** Recife: Sudene, 1964. 187 p.
- POLUBARINOVA-KOCHINA, P. **Theory of groundwater movement.** Tradução R. J. M. de Wiest. Princeton, N.J.: Princeton University Press, 1962.
- REBOUÇAS, A. C. **Diagnóstico do setor hidrogeologia.** São Paulo: Associação Brasileira de Águas Subterrâneas, 1996. 46 p.
- RORABAUGH, M. I. Graphical and theoretical analysis of step drawdown test of artesian well. **Proceedings, American Society of Civil Engineers,** Reston, VA, v. 79, 1953.
- SHAW, F. S.; SOUTHWELL, R. V. Relaxation methods applied to engineering problems, pt. 7: problems relating to the percolation of fluids through porous materials. **Proceedings of the Royal Society of London, Series A, Mathematical and Physical Sciences,** Londres, v. 178, part. 7, 1941.
- SLICHTER, C. S. **Theoretical investigations of the motion of groundwaters.** Washington: U.S. Geological Survey, 1898. 19th Anniversary Report, part 2.
- SMALL, H. L. **Geologia e suprimento d'água subterrânea no Piauí e parte do Ceará.** Rio de Janeiro: Inspeção de Fiscalização de Obras Contra as Secas, 1914. Publicação 32.
- SNOW, J. On the mode of communication of cholera. **London Medical Gazette,** Londres, v. 44, p. 730-732, 1849.
- SOLLEY, W. B.; PIERCE, R. R.; PERLMAN, H. A. **Estimated use of water in the United States in 1990.** Washington: U. S. Geological Survey, 1993. Circular 1081.
- STALLMAN, R. W. Numerical analysis of regional water levels to define aquifer hydrology. **Transactions, American Geophysical Union,** Washington, v. 36, n. 3, 1955
- STILES, C. W.; CROHURST, H. R. Principles underlying the movement of E. Coli groundwater with the resulting pollution of wells. **Public Health Report,** [S.I.], v. 38, p. 1350, 1923.
- THEIS, C. V. **The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage.** Washington: Transactions American Geophysical Union, 1935. 16th Anniversary Meeting, part 2.
- THIEM, A. Die ergiebigkeit artesischer bohrlocher, schachtbrunnen, und filtergallerien. **J. Gasbeleuchtung Wasserversorgung,** Munich, v 14, 1870.
- THIEM, G. **Hydrologische methoden.** Leipzig: J. M. Gephardt, 1906.
- TODD, D. K. **Ground water hydrology.** New York: John Wiley, 1959. 332 p.
- TOLMAN, C. F. **Ground water.** New York: McGraw Hill, 1937. 593 p.
- TOLMAN, C. F.; POLAND, J. F. **Ground-water, salt-water infiltration and ground-surface recession in Santa Clara Valley, Santa Clara County, Calif.** Washington: Transactions American Geophysical Union, 1940. 21st Anniversary Meeting, part. 1.
- UNESCO. **Ground water.** Paris, 1992.
- UOP - JOHNSON DIVISION. **Ground Water and Wells.** St. Paul, MN, 1972. 482p.
- WALTON, W.; HILLS, D. L.; GRUNDEEN, G. M. **Recharge from induced streambed infiltration under varying ground-water level and stream conditions.** [S.I.]: Minn. Water Resources Center. 1967. Bulletin 16.
- WALTON, W. **Groundwater Resource Evaluation.** New York: McGraw Hill, 1970. 664p.
- WARMING, G. A. **Suprimento de água no Nordeste do Brasil.** 2. ed. [S.I.]: DNOCS; Insp. Fisc. Obras Contra as Secas, 1954. Boletim 6.
- WERNER, P. W.; NOREN, D. Progressive waves in non-artesian aquifers. **Transactions, American Geophysical Union,** Washington, v. 32, n. 2, 1951.
- WIENER, A. **The role of water in development.** New York: McGraw-Hill, 1972. 483p.
- WYCKOFF, R. D.; BOTSET, H. G.; MUSKAT, M. Flow of liquids through porous media under the action of gravity. **Physics,** [S.I.], v. 3, 1932.
- WYCKOFF, R. D.; BOTSET, H. G.; MUSKAT, M. The mechanics of porous flow applied to water flooding problems. **Transactions Society of Petroleum Engineers of AIME,** [S.I.], v. 103, 1933.
- YANG, ST. T. **Seepage toward a well analysed by the relaxation method.** Tese (Doutorado) - Harvard University, [Boston], 1949.
- ZANGER, C. N. Theory and problems of water percolation. **U.S. Bur. Recl. Eng. Mon.,** [S.I.], n. 8. 1953.

## Capítulo 1.2

## IMPORTÂNCIA DA ÁGUA SUBTERRÂNEA

Aldo da Cunha Rebouças

## 1.2.1 Introdução

A medida que cerca de 97,5% dos 1.386 milhões km<sup>3</sup> do volume total de água da Terra formam os oceanos, diz-se, com frequência, que esta é muito pobre de água doce. Entretanto, os dados da UNESCO/PHI (2003), mostram que os processos naturais de transformação da água salgada dos oceanos, principalmente, engendram uma descarga de longo período de água doce nos rios da Terra da ordem de 43.000 km<sup>3</sup>/ano.

Sendo a demanda total de água da humanidade, atualmente, da ordem de 14% desta vazão – 70% irrigação, 20% indústrias e 10% consumo doméstico – plagiando Mahatma Gandhi (1869-1948) diria que não há falta de água doce no mundo para satisfazer todas as necessidades da humanidade, mas não o bastante para atender os grandes desperdícios e degradação da qualidade em níveis nunca imaginados, tanto na agricultura, quanto nas cidades.

A água que circula invisível pelo subsolo da Terra e deságua nos seus rios durante o período que não chove – 13.000 km<sup>3</sup>/ano - constitui a contribuição do manancial subterrâneo. Ela resulta, principalmente, da infiltração nos terrenos onde foram esculpidas as respectivas bacias hidrográficas de parcela das águas precipitadas da atmosfera na forma de chuva, neblina ou neve.

Certamente, pelo fato da utilização das águas subterrâneas ser, relativamente, mais barata e as obras não serem tão fotogênicas quanto as barragens e estações de tratamento construídas para utilização das águas de superfície, o manancial subterrâneo tem sido, freqüentemente, omitido nos planos de gerenciamento de recursos hídricos de uma área. Não obstante, o manancial subterrâneo constitui o maior volume de água doce que ocorre na Terra na forma líquida, da ordem de 10,3 milhões km<sup>3</sup>, enquanto os rios e lagos acumulam cerca de 104 mil km<sup>3</sup>.

Sobre mais de 90% do território brasileiro os rios nunca secam, indicando que a infiltração das chuvas que caem nestes domínios é importante. Caso contrário, diz-se que os rios têm regime de fluxo temporário, ou seja, praticamente secam durante os

meses do ano em que não chove na respectiva bacia hidrográfica. Esta é a situação nos rios do Nordeste semi-árido do Brasil, cujas bacias hidrográficas foram esculpidas nos terrenos cristalinos subaflorescentes e, praticamente, impermeáveis.

Por outro lado, a importância da água subterrânea para consumo doméstico, principalmente, decorre do fato de poder ser captada no meio urbano, no terreno do condomínio privado ou da indústria que abastece. Tendo em vista que o material aquífero não saturado, através do qual a água infiltra, funciona como um verdadeiro filtro e reator bio-geoquímico de depuração, a água subterrânea é protegida dos agentes de degradação da sua qualidade. Assim, uma obra de captação mal construída representa um verdadeiro foco de contaminação da água subterrânea.

Todavia, desde a década de 1970, graças aos progressos das técnicas de construção de poços, às crescentes performances das bombas e à expansão da oferta de energia elétrica, já não há água subterrânea profunda ou confinada inacessível aos meios tecnológicos disponíveis nos países desenvolvidos, principalmente, e na maioria dos em desenvolvimento.

Entretanto, o uso descontrolado atual da água subterrânea no Brasil vem engendrando sérios impactos nos sistemas naturais de fluxos subterrâneos e problemas de recalque diferenciado do subsolo.

## 1.2.2 Gestão de Ofertas versus Demandas

Até a década de 60, o modelo predominante de utilização da água, no mundo, em geral, e no Brasil, em particular, era a gestão da oferta. Por sua vez, há cerca de 30 anos, com a entrada em operação do Sistema Cantareira, em São Paulo, o maior do mundo à época destinado ao abastecimento humano, passou-se a medir esta oferta não mais em L/s, mas em termos de m<sup>3</sup>/s. Inaugurava-se, também, a consideração do uso múltiplo da água, uma vez que, pela primeira vez, tinha-se que garantir a sua oferta para abastecimento de uma cidade e não mais somente para geração de energia.

Na 1ª Conferência das Nações Unidas sobre Desenvolvimento e Ambiente, realizada em Estocolmo no ano de 1972, os povos presentes tomaram conhecimento de que o ambiente não poderia continuar suportando os impactos que eram engendrados pelo progresso que a humanidade vinha usufruindo nos países desenvolvidos, sobretudo, e no mundo, em geral.

A partir da 2ª Conferência das Nações Unidas – Rio-92, ficou claro que o componente do ambiente mais seriamente atingido era a água e a sua oferta já não poderia ser garantida sem considerar os aspectos ambientais e da gestão das demandas. Seria necessário considerar o seu uso – ser cada vez mais integrado – águas que fluem visíveis pelos rios, águas que fluem invisíveis pelo subsolo e, principalmente, o reúso eficiente da água. Assim, foi aprovada pela mais numerosa Assembléia das Nações Unidas já realizada no mundo a Agenda 21, a qual estabelece a percepção política das nações de que a gestão das demandas ambientais, em geral, e da água, em especial, é a alternativa mais barata e única viável, contra os problemas de escassez local e ocasional de água, por exemplo.

Dessa forma, desde a última década do século passado nos países desenvolvidos, em lugar da tradicional idéia de gestão da oferta da água como única solução aos problemas hídricos, passou-se a praticar a gestão das demandas como a alternativa mais barata. Em outras palavras, verificou-se que realizar o uso cada vez mais eficiente da gota d'água disponível, tanto nas cidades, quanto na agricultura, por exemplo, era mais importante do que continuar ostentando sua abundância ou escassez.

Assim, nos países relativamente mais desenvolvidos do mundo, tornou-se crescente o número de casos em que a extração das águas subterrâneas para abastecimento humano, principalmente, é a alternativa mais barata, à medida que pode ser utilizada, quando captada de forma adequada, sem grandes investimentos para transporte ou tratamento prévio.

Por sua vez, a gestão integrada da gota d'água disponível – tanto daquela que flui visível pelos rios, quanto daquela que circula invisível pelo subsolo ou de reúso da água, tem sido a forma mais barata para solucionar problemas de escassez local e ocasional de água.

Além disso, ao definir os Objetivos de Desenvolvimento do Milênio das Nações Unidas e do Encontro Mundial sobre o Desenvolvimento Sustentável (*Johannesburg*, 2002), a comunidade internacional compreendeu que poderia diminuir pela metade o número de pessoas no mundo que não tem acesso à água potável e ao saneamento básico até 2015. Para que tais objetivos sejam atingidos,

fica caracterizado que a redução dos desperdícios nas cidades e na agricultura, em lugar da tradicional gestão da oferta, seria uma alternativa mais racional a ser adotada.

Assim, as alterações introduzidas pela Constituição de 1988 no arcabouço legal e institucional vigente no Brasil, desde o Código de Águas de 1934, passaram a ter uma grande importância, à medida que, a partir de 1988, todo corpo de água no Brasil é de domínio público, da União ou das Unidades da Federação.

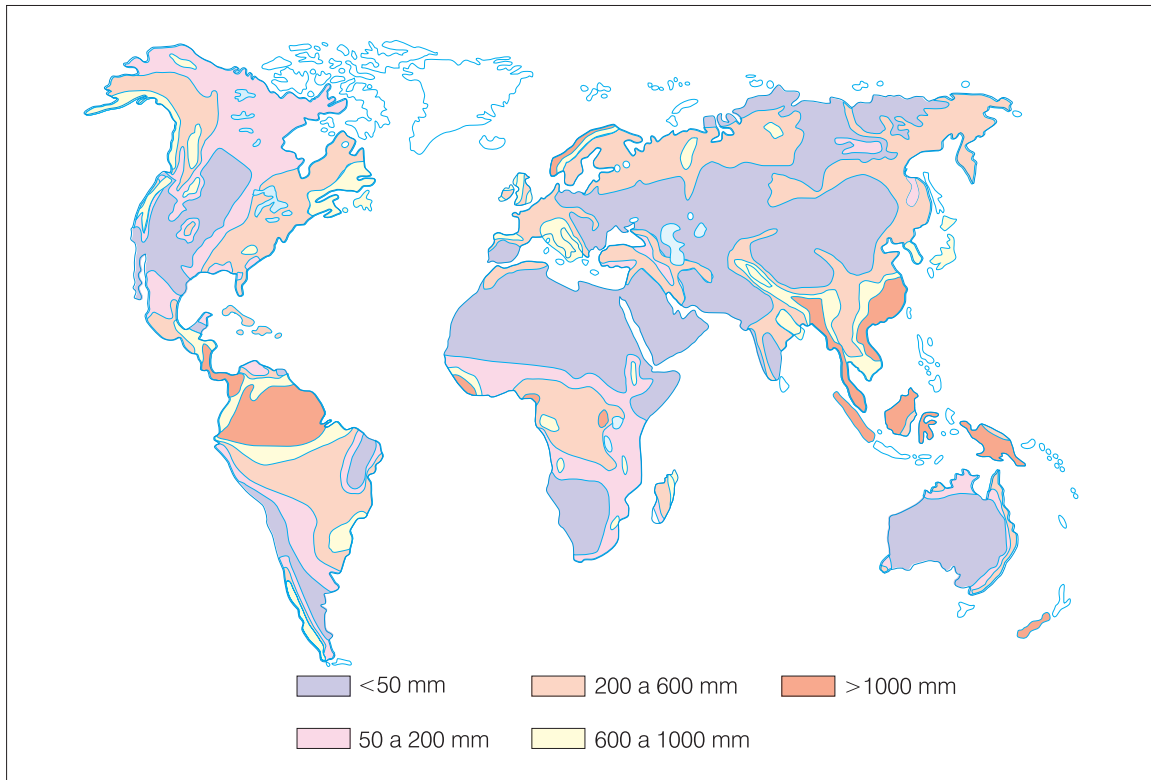
Isto significa que, a partir de 1988, as águas no Brasil já não podem ser utilizadas livremente pelo indivíduo. Considerando que a parte mais sensível do corpo humano é o “bolso”, a cobrança pelo direito de uso da água como instrumento de gestão tem seu fundamento. Entretanto, a prática desta legislação é muito difícil e confusa, a começar pelos rios que são drenos naturais das águas superficiais e subterrâneas. Desta forma, como os rios não separam territórios de países ou de Unidades da Federação, mas os unem, não se pode pensar em aplicar regras diferentes de uso e conservação das suas águas.

### 1.2.3 A Gestão Integrada das Águas

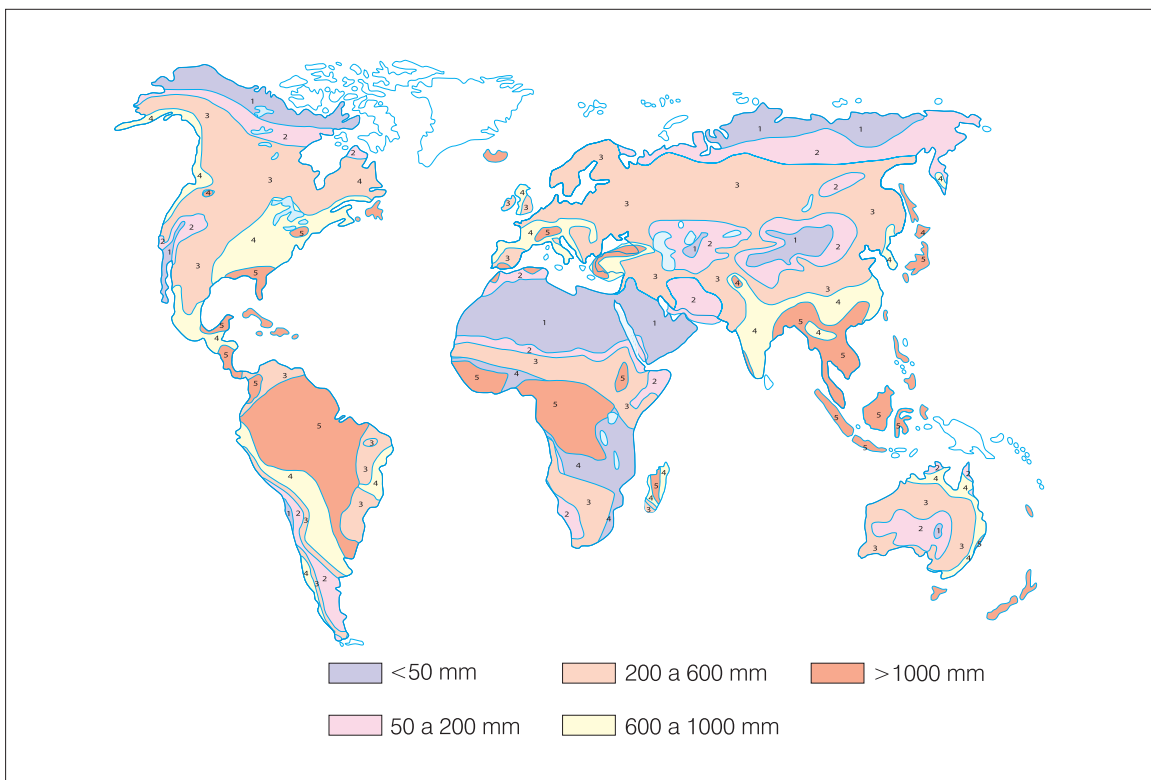
As questões relativas à fonte dos investimentos necessários, mesmo os iniciais estimados, da ordem de US\$ 12,6 bilhões, continuam sem respostas. O financiamento dos Objetivos do Milênio provavelmente será um dos maiores desafios que a comunidade internacional terá de enfrentar nos próximos 15 anos. Certamente, fatores culturais complicam ainda mais as dificuldades logísticas e financeiras da provisão de serviços de saneamento básico adequados.

A Lei Federal Nº 9.433/97 instituiu o Sistema Nacional de Gerenciamento dos Recursos Hídricos, criou o Conselho Nacional de Recursos Hídricos e o seu texto proclama, com muita clareza, os princípios básicos praticados, hoje, em quase todos os países desenvolvidos, que avançaram na gestão integrada de suas águas. Entretanto, ênfase especial sempre foi dada às águas que fluem visíveis pelos rios, ou o *Blue Water Flow* (Figura 1.2.1).

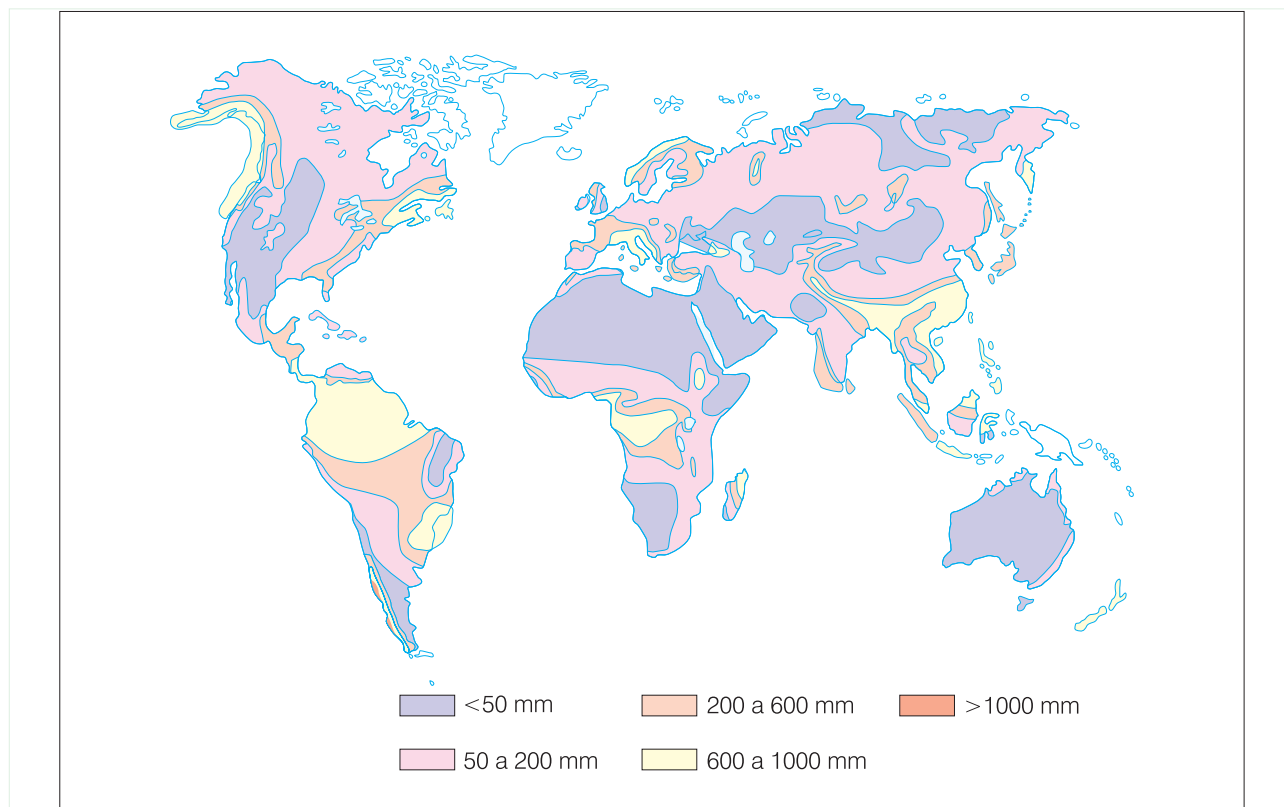
Assim, o seu primeiro princípio é o da adoção da bacia hidrográfica como unidade de planejamento. No entanto, a bacia hidrográfica, segundo o seu conceito holístico, não exclui a tomada em consideração das águas que infiltram e dão suporte ao desenvolvimento da cobertura vegetal ou *Green Water Flow* (Figura 1.2.2), as águas subterrâneas ou *Gray Water Flow* (Figura 1.2.3) e as águas de reúso, as quais não foram sequer mencionadas na Lei Federal 9.433/97, devido à cultura da abundância de água no Brasil, certamente.



**Figura 1.2.1** - Os fluxos de água dos rios (modificado de World Resources Institute, 1990 -1991, A Guide to the Global Environment, Chap. 10, p. 168).



**Figura 1.2.2** - As águas nos solos (modificado de World Resources Institute, 1990 -1991, A Guide to the Global Environment, Chap. 10, p. 169).



**Figura 1.2.3** - As águas nos aquíferos (modificado de World Resources Institute, 1990 -1991, A Guide to the Global Environment, Chap. 10, p. 169).

Neste quadro, vale destacar que sobre mais de 90% do território brasileiro a precipitação fica entre 1.000 mm/ano e mais de 3.000 mm/ano, os rios nunca secam, os recursos de solos são grandes e a energia solar é abundante. Como corolário, tem-se o desenvolvimento de uma vegetação das mais exuberantes e a maior biodiversidade do Planeta.

Todavia, em termos de saneamento básico os cenários nas nossas cidades são caóticos. Deve-se ressaltar que desde a década de 70, com o Planasa, deu-se ênfase à construção de obras extraordinárias para captação de rios situados cada vez mais distantes das cidades. Por sua vez, a necessidade de transportar água de distâncias cada vez maiores impôs a construção de grandes adutoras, segundo o modelo inaugurado pelos romanos em 312 a.C. Além disso, a necessidade crescente de tratamento da água para consumo humano, principalmente, levou à construção de grandes estações. Entretanto, os métodos de tratamento utilizados são cada vez mais caros e pouco eficientes, face à crescente taxa de lançamento de esgotos domésticos e efluentes industriais não tratados nos rios.

Basta lembrar que no Brasil não se coleta nas cidades a maior parte do lixo que se produz e 64% das

empresas estatais de saneamento não coletam, sequer, os esgotos que geram. Além disso, falta inserção da água subterrânea ou de reúso, falta o desenvolvimento da engenharia de planejamento e aplicação de recursos em P&D nas empresas de água, em geral. Por sua vez, ainda predomina a cultura da gestão da oferta como única solução aos problemas locais e ocasionais de escassez de água e falta a gestão das demandas com vistas ao uso cada vez mais inteligente da gota d'água disponível.

### 1.2.4 Poço Bem Construído versus Buraco

A figura.1.2.4 ilustra bem a importância de se distinguir entre um poço bem construído e um buraco de onde se tira água, da mesma forma que já se diferencia uma incisão cirúrgica de uma facada. Assim, à medida que a fonte mais importante de poluição ou degradação da qualidade da água subterrânea se encontra na superfície do terreno, num poço mal construído a poluição poderá descer buraco abaixo e degradar a qualidade da água do aquífero profundo ou confinado de onde se extrai água.

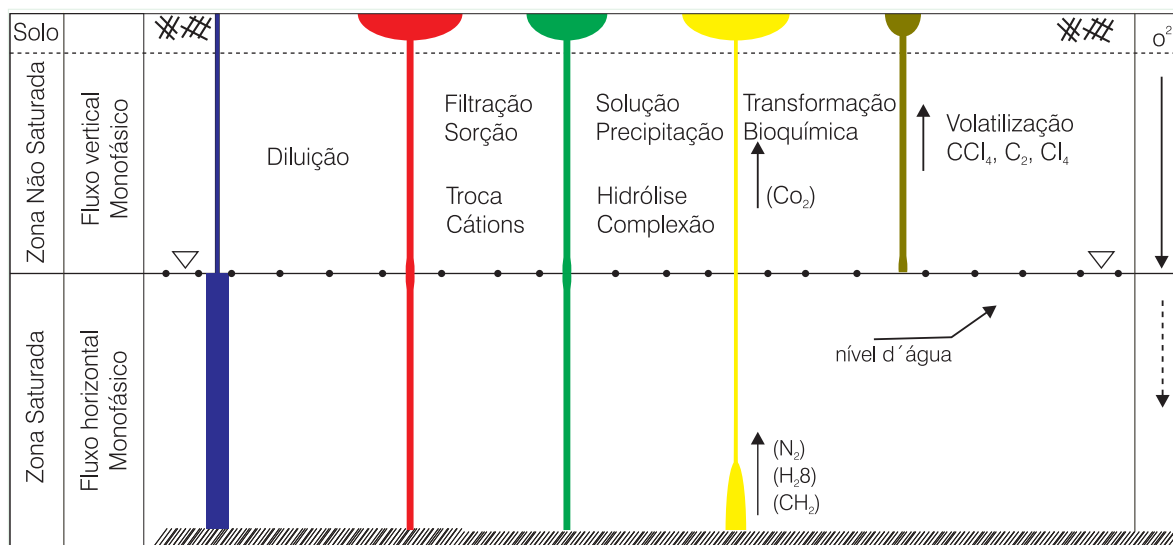


Figura 1.2.4 - Mecanismo de depuração natural das águas subterrâneas (modificado de Gowle, 1983).

A captação de água nas cidades do Brasil é tanto mais precária, quanto os poços são rasos ou que se utilizam dos aquíferos livres ou freáticos. Vale destacar que no Brasil, em geral, a degradação da qualidade da água subterrânea poderá ser engendrada por diversos fatores, tais como: (1) falta de saneamento básico, (2) falta de coleta ou disposição adequada do lixo que se produz, (3) vazamento de tanques de combustíveis próximos, (4) caóticas condições de uso e ocupação do solo nas cidades e (5) uso de métodos de irrigação pouco eficientes. Quanto a este último, destaca-se que cerca de 93% dos quase 3 milhões de hectares irrigados no Brasil usam espalhamento superficial (56%), aspersão convencional (19%) e pivô central (18%), fazendo com que o principal risco de contaminação da água nos perímetros de irrigação seja pelo excesso de percolação. No plano mundial, a FAO (2003) estima que entre 60 e 70% da vazão de água dos projetos de irrigação se perdem por percolação e evaporação. Logo, na produção de alimentos, tem-se como corolário que o fator mais limitante seja a água e não o solo.

Tendo em vista as caóticas formas de uso e ocupação do solo nas cidades do Brasil, em particular, torna-se temerário utilizar a água subterrânea que é extraída de poços que captam aquíferos freáticos (freático, do grego, significa raso, ou seja, o primeiro nível de acumulação de água no subsolo).

Assim, no Brasil, poços para abastecimento humano no meio urbano, deverão ser construídos atendendo especificações de engenharia geológica, engenharia hidráulica e engenharia sanitária. Em outras palavras, perfis geológico e geofísico deverão fornecer subsídios para definição das especificações de engenharia geológica. Além disso, tem-se a definição dos filtros em função do calibre das areias que formam as camadas

aquíferas mais promissoras e sua colocação adequada deverá proporcionar uma vazão de produção ou de injeção com perdas de carga mínimas ou atendendo às boas normas da engenharia hidráulica. Por sua vez, a cimentação do espaço anelar superficial até uma profundidade adequada e constituição de selo sanitário na superfície deverão impedir a infiltração de águas do freático, muitas vezes, contaminadas. No capítulo 6.1 são apresentados aspectos detalhados sobre a construção de poços tubulares.

### 1.2.5 O Preço da Água Gratuita

À medida que se bombeia, livremente, água de um poço, rio ou açude, tem-se a impressão de que esta seja gratuita. Ledo engano, pois é preciso considerar os custos das bombas e do consumo da energia elétrica, pelo menos. Regra geral, toda água flui sob a ação da gravidade, ou seja, morro abaixo. Porém, ela poderá fluir morro acima, contra a gravidade, à medida que se tenha dinheiro empurrando ou atraindo.

O crescente número de casos positivos nos países mais desenvolvidos, indica que a água subterrânea é a alternativa mais barata para abastecimento humano, sobretudo, consumo industrial e irrigação. Entretanto, o seu uso sempre custa alguma coisa. Desta forma, é necessário considerar a produtividade que esta poderá proporcionar. Assim, com base no consumo de água para se alcançar uma determinada produtividade de uma atividade e do preço do mercado do produto então gerado, torna-se possível conhecer a eficiência econômica da atividade em apreço.

Assim, a consideração dos dados da tabela 1.2.1 poderá ser uma base de seleção das culturas a serem produzidas por irrigação no estado do Ceará e, por extensão, no Nordeste.

Verifica-se, pela análise desta tabela, que irrigar culturas tradicionais de grãos no Nordeste do Brasil é um verdadeiro crime ambiental e uma burrice econômica. Por exemplo, a cultura do arroz apresenta uma eficiência econômica de apenas 1 (um) centavo de dólar americano por m<sup>3</sup> de água utilizado, a cultura do feijão atinge 20 centavos de dólar americano, o milho e soja apresentam eficiências econômicas de 4 e 5 centavos de dólar americano por m<sup>3</sup> de água consumido, respectivamente. Enquanto isso, as culturas de frutas atingem eficiências econômicas muito superiores, destacando-se a cultura da manga, que proporciona US\$ 3,00 e a da uva, que proporciona US\$ 6,10 por m<sup>3</sup> de água utilizado.

Por sua vez, os níveis econômicos das taxas de consumo – m<sup>3</sup>/ha/ano - da gota d'água disponível

no Nordeste, considerados pelo agronegócio, são também indicados. Assim, verifica-se que a taxa ótima de água consumida é inferior a 5.000 m<sup>3</sup>/ha/ano e a boa varia entre 5.000 e 7.000. Os valores limite variam entre 7.000 e 10.000, sendo a taxa de consumo acima de 10.000 m<sup>3</sup>/ha/ano considerada como crítica.

Vale destacar que os níveis de produtividade da agricultura irrigada na região Nordeste, aqui referidos, em particular das flores e das frutas, já cresceram em relação aos valores apresentados nesta tabela (1.2.1), indicando ser ainda mais viável a utilização da água na região de forma cada vez mais eficiente nestas culturas.

A cultura regional do caboclo mostra-se bastante receptora às inovações, deixando-nos muito otimistas em relação às transformações que se fazem necessárias.

TIPOS CULTURAS	Consumo Água (m <sup>3</sup> /ha/ano)	Rendimento Bruto (US\$/ha/ano)	Eficiência Econômica (US\$/m <sup>3</sup> )
	A	B	B/A
<b>Frutas</b>			
Abacate	5.578	3.000	0,54
Abacaxi	4.003	6.000	1,50
Acerola	4.613	4.500	0,97
Banana	11.762	12.500	1,06
Goiaba	4.613	10.000	2,71
Graviola	4.613	9.500	2,06
Limão	4.613	13.500	2,93
Manga	4.003	12.000	3,00
Maracujá	5.973	9.000	1,51
Melão	8.000	11.000	1,38
Mamão	8.396	12.000	1,43
Tangerina	4.613	6.000	1,30
Uva	4.918	30.000	6,10
<b>Culturas Tradicionais</b>			
Arroz	21.000	300	0,01
Feijão	8.000	1.600	0,20
Milho	16.880	660	0,04
Soja	8.000	400	0,05
<b>Outras culturas</b>			
Algodão	12.000	4.800	0,40
Cana de açúcar	15.590	2.100	0,13

**Tabela 1.2.1** - Mercado de água para culturas irrigadas no estado do Ceará. (Fonte: Laboratório de Hidráulica e Irrigação da Univ. Federal do Ceará, in Cariri Invest: Perfil Econômico - BN, Fortaleza, 1999).



## 1.2.6 As Funções dos Aquíferos na Gestão Integrada

O problema mais importante do século XXI é a gestão integrada da gota d'água disponível – captação de chuvas, fluindo pelos rios, subterrâneas e das águas de reúso – tanto em termos da quantidade, quanto de qualidade. Conforme os dados dos Comitês Nacionais do Programa Hidrológico Internacional, coordenado pela Unesco/PHI (2003), existem no mundo 261 bacias hidrográficas compartilhadas por 145 nações. Todavia, se muita atenção tem sido dada aos rios, os recursos hídricos subterrâneos (aquíferos) têm sido amplamente ignorados, apesar de seus grandes volumes de água estocados e da parcela que deságua nos rios representar uma boa porcentagem das suas vazões de base, ou seja, aquelas que ocorrem durante o período sem chuvas nas respectivas bacias hidrográficas.

Em termos de m<sup>3</sup>/hab/ano, os países mais pobres de água nos seus rios são: Kuwait (10), Faixa de Gaza (52), Emirados Árabes Unidos (58), Bahamas (60), Catar (94), Malvinas (103), Grande República Árabe Líbia Popular e Socialista (113), Arábia Saudita (118), Malta (129) e Singapura (149). Porém, nenhum desses países se destaca no cenário mundial pelo uso cada vez mais eficiente da gota d'água disponível, nem pela inserção da sua água subterrânea ou das perspectivas de reúso não potável da água na indústria e agricultura.

Por sua vez, a Unesco/PHI (*op.cit.*), assinala que a inércia política agrava a crise da água. Este organismo internacional estima que sete bilhões de pessoas em 60 países estarão enfrentando falta de água ainda na metade deste século. Na melhor das hipóteses, dois bilhões de pessoas em 48 países estarão nesta situação. Isto vai depender de fatores como o crescimento populacional, o desenvolvimento de políticas públicas e inserção da água subterrânea.

Todavia, as populações dos países mais pobres do mundo continuam a ser as mais afetadas, apesar das taxas de nascimento estarem diminuindo e de uma criança nascida em país desenvolvido usar de 30 a 50 vezes mais água do que uma criança em um país em desenvolvimento. Todos os dias, 6.000 pessoas, em sua maioria crianças com menos de 5 anos de idade, morrem no mundo vitimadas por doenças diarreicas. Estas estatísticas bem ilustram a seriedade do problema que o mundo deverá enfrentar em relação à água e os chocantes desperdícios e degradações da qualidade que ocorrem nas cidades e na agricultura, principalmente em relação ao seu uso.

Em termos globais, o desafio é aumentar a vontade política para que compromissos relacionados à água possam ser implementados. Por sua vez, os profissionais da área de recursos hídricos precisam ter um melhor entendimento em relação ao contexto social, econômico e político geral, e os políticos precisam ser mais bem informados sobre as questões relativas à água, do contrário, a questão continuará a ser tratada

com retórica política ou promessas pomposas e não com ações extremamente necessárias.

As mudanças climáticas anunciadas deverão ser responsáveis por aproximadamente 20% do aumento na irregularidade de ocorrência das chuvas no mundo. Provavelmente, as chuvas poderão ser mais intensas ou escassas, ocorrerem secas nas regiões do mundo mais propensas e até mesmo em algumas regiões tropicais e subtropicais.

A “crise da água” deverá piorar no mundo em geral, apesar dos maiores debates a respeito, porque isto convém aos grupos com interesses no setor. Aproximadamente dois bilhões de toneladas de lixo serão jogadas nos rios, lagos e riachos todos os dias. Estima-se que haja 12.000 km<sup>3</sup> de água poluída nos rios do mundo, mais do que a descarga total de água das suas dez maiores bacias hidrográficas.

Não obstante, muita atenção tem sido dada às águas que fluem visíveis pelos rios, enquanto os recursos subterrâneos (aquíferos) têm sido amplamente ignorados, apesar dos grandes volumes de água estocados, em geral, de qualidade adequada ao consumo humano. Vários dirigentes ou participantes das discussões sobre os acordos que são firmados para uso compartilhado das águas de rios fronteirços, sequer, sabem que dividem aquíferos com outros países. Entretanto, a experiência internacional mostra nos países desenvolvidos, principalmente, que na abordagem da gestão integrada da água, os aquíferos de uma área podem desempenhar diversas funções.

**Função Produção** - corresponde à mais tradicional e consiste na perfuração de poços para extração de água subterrânea. Segundo a Unesco/PHI (*op. cit.*), de 600 a 700 km<sup>3</sup>/ano de água são extraídos a cada ano dos aquíferos do mundo, o que corresponde a aproximadamente 50% das demandas para consumo humano, 40% das demandas de água das indústrias e 20% das demandas de água da agricultura irrigada. São cerca de 300 milhões de poços em operação abastecendo cerca de 1/3 dos 270 milhões de hectares irrigados no mundo. Na Comunidade Econômica Européia (CEE), cerca de 75% do consumo humano é abastecido pela água subterrânea. Em alguns países da Europa, como Áustria, Alemanha e Suécia, por exemplo, mais dos 90% do consumo humano são atendidos por poços. Na década de 1970-1980, o Serviço Geológico Americano (USGS) estima que a extração de água subterrânea nos Estados Unidos era da ordem 4.000 m<sup>3</sup>/s ou 126 km<sup>3</sup>/ano, sendo que 40-50% são extraídos das 11 bacias hidrogeológicas localizadas no Centro Oeste, contexto de clima árido com um coração desértico. Segundo o IBGE (2000), 62% da população brasileira declaram que utilizam o manancial subterrâneo de forma não controlada, sendo 70% referentes a poços profundos, 19% a nascentes ou fontes e 10% a poços escavados. Na Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), estima-se que mais de 7.500 poços não controlados estão em operação para abastecer hotéis de luxo, hospitais, condomínios privados e cerca de 95% das indústrias.

Vale ressaltar que em todas as áreas metropolitanas no Brasil – seja nas cidades de Manaus, Santarém ou Belém, situadas às margens das maiores descargas de água doce do mundo; Fortaleza, capital do semi-árido, Recife, situada na faixa úmida costeira; São Paulo; ou Porto Alegre, há poços não controlados operando para abastecimento de condomínios privados, hotéis de luxo, hospitais e indústrias, como forma de evitar os racionamentos ou rodízios do fornecimento de água do serviço público.

**Função Transporte** - consiste em utilizar os aquíferos para transportar água de zonas de recarga para compensar os efeitos da super extração noutras áreas, onde o uso da água subterrânea é intensivo, tal como acontece no Centro-Oeste Americano, Austrália, Norte da África, dentre outros casos praticados no mundo.

**Função Estratégica** - não se trata de reservar as águas subterrâneas para usar quando todos os rios do mundo já tiverem suas águas totalmente degradadas pelo lançamento dos efluentes industriais ou esgotos domésticos não tratados. Torna-se de fundamental importância usar sempre a água subterrânea destas áreas, pois somente assim será possível aprender a usá-la de forma cada vez mais eficiente. A função estratégica dos aquíferos vem sendo valorizada nas áreas do mundo desenvolvido, principalmente, onde se faz importante proteger a gota d'água disponível dos agentes naturais de perdas por evaporação, dos agentes de poluição, proporcionar uma filtração ou potabilização inviável pelos métodos convencionais de tratamento. Esta alternativa vem sendo muito aplicada nos países desenvolvidos e tem se revelado muito promissora, sobretudo, pela prática do método *Aquifer Storage Recovery – ASR*. Por este método, o aquífero proporciona água para abastecimento de cidades, recarga artificial para controle da interface marinha, regularização das descargas de base dos rios, manutenção de santuários ecológicos importantes, recarga artificial com excedentes sazonais de estações de tratamento de água, controle de enchentes de rios, uso e conservação das águas de canais, para reúso não potável de águas nas cidades, indústrias e atividades agrícolas.

**Função Filtro** - a captação por meio de poços induz águas de rios, lagoas e outros mananciais de superfície, como forma de reduzir os custos do seu tratamento convencional.

**Função Energética** – a água quente do aquífero é utilizada como fonte de energia geotermal de alta entalpia, produzindo-se energia elétrica, sendo o uso atual estimado em 5.706 MW, assim distribuídos: USA - 2.770, Filipinas - 894, Itália - 545 e Nova Zelândia - 293. Tem-se, ainda, a possibilidade de utilizar a função energética da água quente do aquífero para fazer economia de energia elétrica convencional, utilizando a energia geotermal de baixa entalpia, cuja produção atual é estimada em 11.605 MW. A função energética de baixa entalpia do aquífero é muito utilizada no

Japão e China, para alimentar câmaras frigoríficas de produtos agrícolas. O Brasil tem um grande potencial de águas quentes de baixa entalpia nas suas bacias sedimentares (mais de 100.000 km<sup>3</sup> de águas quentes nas bacias sedimentares do Paraná, Amazonas, Parnaíba e Potiguar). Na Rússia, a função energética é induzida, à medida que se injeta água fria num poço para ser aquecida pelo gradiente geotermal e capta-se noutra. Os poços se interligam por meio de fraturas que são geradas por meios mecânicos ou eletrônicos. Desta forma, a água fria circula pelas fraturas das rochas aquecidas pelo gradiente geotermal, troca calor com o maciço, como se fora a que esfria o bloco do motor. A baixa entalpia também é uma fonte importante de energia geotermal em balneários hidrotermais.

**Função Estocagem-Regularização** - muito usada nas regiões de clima árido, onde é possível injetar excedentes sazonais de água de enchentes dos rios, de estações de tratamento de água - ETAs, de reúso não potável de água nas cidades, indústrias e agricultura, tal como se pratica atualmente no Centro-Oeste dos Estados Unidos, Israel, Espanha e Austrália. Vale destacar que o Serviço Geológico dos Estados Unidos (USGS) estima que se perfura atualmente nos Estados Unidos, perto de um milhão de poços por ano, para as diversas funções dos aquíferos, tais como produção, recuperação dos estoques de um aquífero pelo método ASR, controle da interface marinha, como reator bio-geo-químico da zona não saturada ou do subsolo saturado, autodepuração e evolução natural da qualidade da água no subsolo, reator rio/aquífero aluvial, reatores em série, reatores artificiais, a realimentação artificial de aquíferos, controle da redução da permeabilidade em bacias de infiltração - poços de monitoramento da quantidade e/ou da qualidade da água e diagnóstico ambiental de terrenos de indústrias. Além disso, evolui-se do estudo pontual do poço (quantitativo e qualitativo) para o estudo dos sistemas de fluxos subterrâneos aplicando-se modelos matemáticos do tipo *Regional Aquifer-System Analysis – RASA, Modflow, ASR* ou similares. A gestão ativa de aquíferos (*Active Groundwater Management*) é uma abordagem que vem dando gratificantes resultados nos países desenvolvidos, tanto para irrigação, quanto nas indústrias e nos sistemas de abastecimento de água nas cidades, sobretudo.

## 1.2.7 Recarga, Armazenamento e Descarga

A questão mais freqüente dos tomadores de decisão é quanto de água se pode extrair de forma segura de um aquífero. Segundo Meinzer (1920), esta seria igual à taxa de sua recarga natural. Atualmente, verifica-se que este conceito é obsoleto, à medida que, conforme estabelece a hidráulica de poços preconizada por Theis (1935), toda e qualquer extração de água de um poço, gera uma perturbação que se propaga no

meio aquífero de forma infinita, tal como se propagam as ondas num lago, quando se joga uma pedra, por exemplo. Uma discussão mais aprofundada sobre esta temática é apresentada no capítulo 7.1.

Por sua vez, os modelos matemáticos mostram que se configura uma frente de contribuição, correspondente à captura dos filetes líquidos que convergem para o poço bombeado, de tal forma que já não se pode considerar a velocidade aparente ou verdadeira do filete líquido no estado natural. Além disso, os maiores gradientes hidráulicos engendrados pela extração de água no poço, fazem com que um novo estado de equilíbrio dos fluxos no aquífero em apreço seja buscado. Por sua vez, não se pode relacionar impunemente, dados de quantidade ou de qualidade de água extraída de poços rasos e profundos numa área, uma vez que, enquanto estes captam sistemas de fluxos subterrâneos locais, aqueles podem estar captando sistemas de fluxo intermediários ou regionais.

Um importante aspecto da investigação realizada pelo Serviço Geológico dos Estados Unidos (USGS) foi a utilização do modelo matemático do tipo *Regional Aquifer-System Analysis (RASA)* nas suas 25 unidades hidrogeológicas mais importantes (Johnston, 1977).

Esta simulação estabeleceu o balanço dos fluxos de água subterrânea nas fases de pré-desenvolvimento e posterior, identificando mudanças ocorridas nas condições de recarga, descarga e armazenamento dos aquíferos, devido aos bombeamentos. Os resultados desta análise foram apresentados nos *Professional Papers* do USGS de números 1.400 até 1.425. Resume-se aqui, os efeitos dos bombeamentos nos regimes de fluxos subterrâneos em 11 sistemas aquíferos regionais dos Estados Unidos. Conforme a figura 1.2.5, o bombeamento realizado provocou significativas alterações nas taxas de recarga e descarga na maioria dos 11 sistemas aquíferos, e as reservas permanentes de três sistemas foram severamente reduzidas.

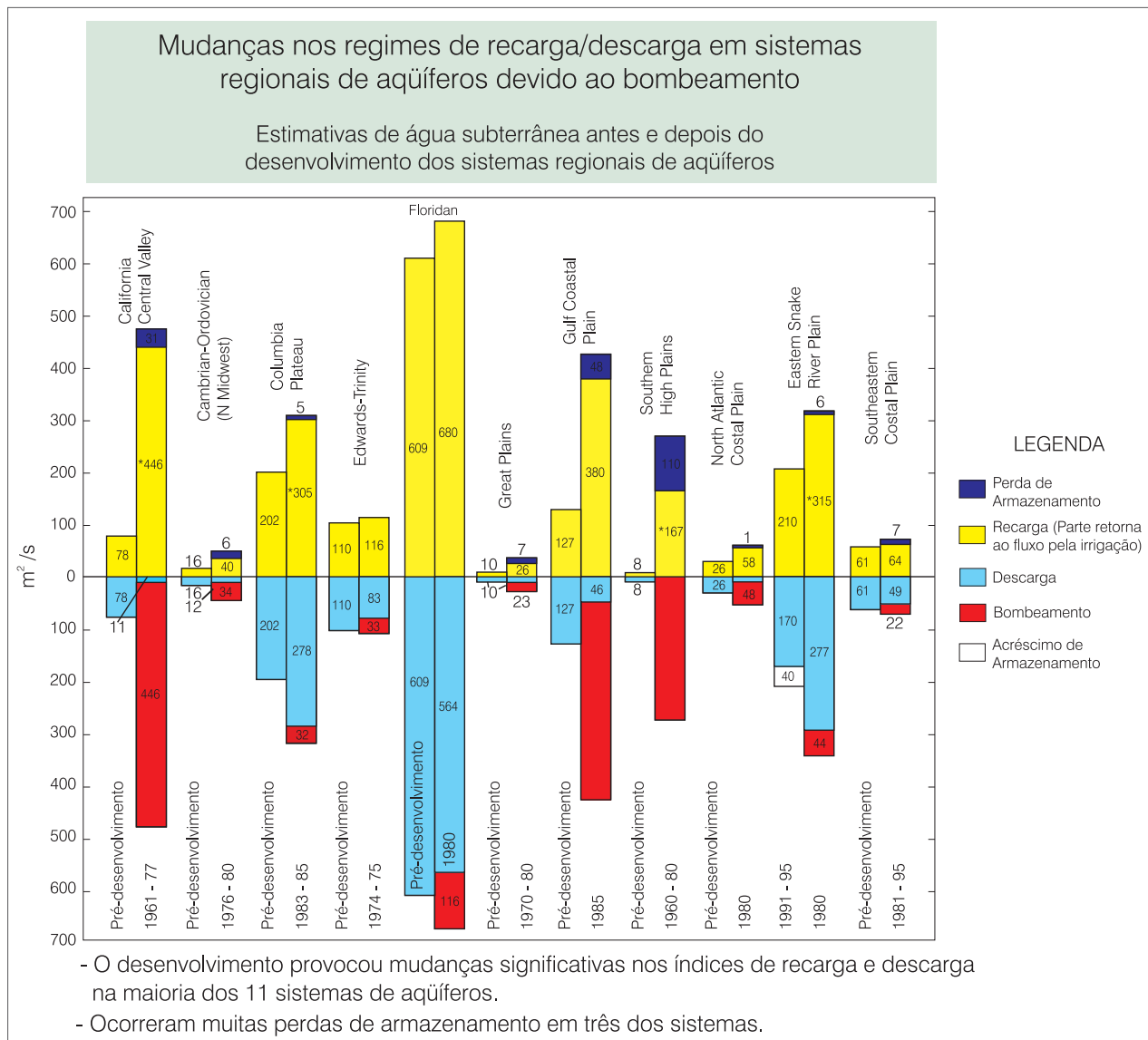


Figura 1.2.5 - Origens das águas produzidas pelos poços (modificado de Johnston, 1997).

Verifica-se, assim, que na fase do pré-desenvolvimento, a taxa de recarga natural no Vale Central da Califórnia era de 78 m<sup>3</sup>/s, enquanto a produção dos poços no período de 1961 – 1977 atingia 446 m<sup>3</sup>/s. Neste caso, a vazão de apenas 31 m<sup>3</sup>/s foi tomada da reserva permanente dos aquíferos da região. Nota-se, ainda, que cada uma das unidades hidrogeológicas reagiu diferentemente aos bombeamentos realizados, indicando que não se pode extrapolar o comportamento de uma para outra.

No geral, observa-se que houve um sensível aumento dos volumes extraídos pelos poços, em relação às taxas de recarga das fases de pré-desenvolvimento em todas as unidades hidrogeológicas. Houve, por sua vez, muita recarga induzida pelas condições de uso da água em cada uma das áreas e pouca influência sobre as descargas naturais dos aquíferos.

Um caso interessante foi verificado na *Great Plains*, correspondente ao sistema aquífero *Ogallala*. Na década de 1940, a profundidade dos poços na área atingia cerca de 30 metros. Atualmente, o bombeamento das águas é feito até profundidades de centenas de metros. Ao pedido de subsídios encaminhado pelos fazendeiros da região, o governo federal respondeu que nada havia a fazer, a não ser que houvesse mudanças de métodos de irrigação ou de culturas. Estimava-se que cerca de 70% da vazão de água extraída dos poços se perdiam, à medida que os métodos de irrigação ainda utilizados eram dos mais obsoletos, tais como: espalhamento superficial, método utilizado pelos egípcios desde 3500 a.C., pivô central e aspersão convencional. Estes dois últimos, além de serem pouco eficientes em termos de fornecimento de água às lavouras, ainda são de consumo intensivo de energia elétrica.

Por sua vez, houve uma sensível alteração das formas de cultivo, ou seja, abandonou-se o espaçamento tradicional do algodão do tempo dos escravos e adotou-se uma forma mais densa. Por outro lado, houve uma grande substituição do algodão pela jojoba, tendo em vista que o cultivo desta leguminosa do deserto exige uma lâmina de água de apenas 11 mm, contra os 600 mm do algodão.

A adoção de métodos modernos de irrigação, tais como o gotejamento e a micro aspersão, por exemplo, muito contribuiu para a redução das perdas de água de 70% para menos de 5%. Além disso, procurou-se reutilizar os esgotos domésticos, segundo orientação do Departamento de Saúde Pública da Califórnia, cuja primeira publicação data de 1918, nas atividades que não exigiam água potável. Desta forma, já se registra, atualmente, uma recuperação dos níveis de água de alguns poços de até 80 metros e a produção agrícola da área voltou a ter nível competitivo no mercado.

Estes e outros exemplos muito atrapalham, certamente, a lógica das empreiteiras, das corporações técnicas e dos políticos, principalmente, acostumados a manipular a estratégia da escassez de água nas cidades, sobretudo, para obtenção de verbas ou de empréstimos com taxas de juros privilegiadas das agências financeiras nacionais ou internacionais.

## 1.2.8 Planejamento e Gestão

A importância das águas subterrâneas é de difícil percepção no mundo, em geral, e no Brasil, em especial, à medida que sua utilização é relativamente mais barata e feita, regra geral, pelo próprio usuário. Ao contrário, como as obras para utilização da água dos rios são construídas com investimentos públicos, o seu uso é quase sempre menos comprometido com uma gestão das demandas, ou seja, com um uso cada vez mais eficiente da gota d'água disponível.

Além disso, a falta de controle federal, estaduais ou municipais não possibilita uma avaliação segura do número de poços em operação, tanto no mundo, quanto no Brasil. Assim, apenas se pode estimar que cerca de 250 milhões de poços estão em operação no mundo e talvez 10% no Brasil. Somente no estado de São Paulo, a Associação Brasileira de Águas Subterrâneas – ABAS estima que cerca de 15 mil poços são perfurados anualmente. Contudo, desde a fundação da ABAS em 1978, o selo de qualidade das empresas de perfuração no Brasil, não tem conseguido sensibilizar mais de uma dezena de associadas.

Entretanto, o princípio do usuário e do poluidor/pagador, parece ser a saída para um uso cada vez mais eficiente da gota d'água disponível. Já se observa que no nível das empresas, por exemplo, esta opção representa, por um lado, mais recurso de água para utilização nos processos de produção, por outro lado, tem um efeito imagem muito importante no mercado, à medida que constitui uma opção muito valorizada pelo desenvolvimento sustentável.

Regra geral, as águas subterrâneas no Brasil continuam sendo extraídas livremente, por meio de poços não controlados, os quais muito pouco se diferenciam de buracos de onde se tira água. Vale salientar que somente a partir da Constituição Federal de 1988, ficou claro que as águas subterrâneas são de domínio público estadual, exceto aquelas decorrentes de obras da União.

Todavia, ainda é freqüente muitos poços receberem filtros em toda a extensão arenosa do perfil geológico, até, mesmo, quando esta fica acima do seu nível estático (NE) ou dinâmico (ND), sob o argumento de que o objetivo era a obtenção de uma vazão máxima. Esta prática tem sido a causa principal da contaminação cruzada engendrada pela captação do aquífero freático. Por sua vez, ainda é freqüente a colocação da bomba em frente ao intervalo de filtros, causando a produção de areia pelo poço.

Durante a vigência do Código Nacional de Águas de 1934 até a Constituição Federal de 1988, a água subterrânea era considerada do dono do terreno. Por sua vez, como a extração da água subterrânea no mundo, em geral, e no Brasil, em particular, sempre foi feita às expensas do usuário, verifica-se que, por força da cultura da planilha de custos, esta tem tido um uso mais racional nas indústrias.

Torna-se necessário levar em consideração as precárias condições naturais de estocagem de água subterrânea nos terrenos cristalinos do Nordeste, tanto nas manchas aluviais quanto nas zonas de rochas fraturadas. Como corolário, os rios que drenam estes terrenos têm regime de fluxo temporário, ou seja, secam, praticamente, durante os períodos sem chuva nas respectivas bacias hidrográficas.

Entretanto, deve-se considerar que o problema hidrológico verdadeiro do Nordeste semi-árido não é que chove pouco – entre 400 e 800 mm/ano - mas que evapora muito – entre 1.000 e 3.000 mm/ano. Por sua vez, não há condições de recarga artificial de aquíferos na área, seja para proteger as águas da evaporação intensa que ocorre na região, seja da poluição que é engendrada pelo lançamento dos esgotos domésticos não tratados nos rios secos, principalmente.

Todavia, os rios que drenam mais de 90% do território nacional são perenes, ou seja, nunca secam. Certamente, a visão de rios que nunca secam formou a idéia de abundância de água no Brasil, o que dá suporte à baixa eficiência no seu fornecimento nas cidades, onde os índices de perdas totais – vazamento físico de água nas redes de distribuição e perdas de faturamento devido aos roubos de água e tráfico de influência - variam entre cerca de 40% e mais de 70%. Na agricultura, os desperdícios são também muito grandes, à medida que sobre cerca de 93% dos perto de três milhões de hectares irrigados, os métodos utilizados são os menos eficientes do mundo, tais como o espalhamento superficial (56%), a aspersão convencional (19%) e o pivô central (18%). Entretanto, o crescente número de casos positivos nos países mais desenvolvidos, principalmente, mostra que o uso cada vez mais eficiente da gota d'água disponível é a solução mais barata aos problemas engendrados pela escassez local e ocasional de água.

Desde a promulgação da Carta Magna de 1988, pelo menos, o Brasil vem se destacando no cenário internacional pelo seu pioneirismo em reformar o arcabouço legal tradicional, definido pelo Código de Águas de 1934, e introduzir no seu cotidiano as formas mais modernas de gestão da gota d'água disponível por bacia hidrográfica. Lamentavelmente, um dos grandes desafios que se enfrenta continua sendo modificar a idéia, historicamente formada, de que um dos usos mais nobres da água dos rios é o hidrelétrico, fato que deu suporte à regulamentação do Livro III do Código de Águas de 1934, enquanto os seus Livros I e II nunca foram, sequer, regulamentados.

Por sua vez, o setor de recursos hídricos no Brasil continua com a idéia tradicional, historicamente adquirida, de que a única solução aos problemas locais e ocasionais de escassez de água para abastecimento humano ou para irrigação, seja aumentar sua oferta mediante a construção de obras extraordinárias. Regra geral, pouco ou nada se fala da necessidade do seu uso ser cada vez mais eficiente, tanto nas cidades, quanto na agricultura, principalmente.

A inércia política dos poderes legislativo, executivo, e judiciário e até dos partidos políticos do Brasil só tem agravado os problemas sanitários. Assim é que, os Livros I e II do Código de Águas de 1934, como já foi dito, nunca foram regulamentados e as leis especiais, previstas neste diploma legal, nunca foram, sequer, promulgadas.

Seguiu-se a promulgação da Constituição Federal de 1988 que modificou em vários aspectos, o texto do Código de Águas de 1934. Uma das alterações feitas foi a extinção do domínio privado da água, previsto em alguns casos naquele antigo diploma legal. Todos os corpos d'água, a partir de outubro de 1988, passaram a ser de domínio público: (i) o domínio da União - para os rios ou lagos que banhem mais de uma unidade federada, ou que sirvam de fronteira entre essas unidades, ou entre o território do Brasil e o de um país vizinho ou deste provenham ou para o mesmo se estendam; e (ii) o domínio das unidades da federação (Estados ou Distrito Federal) - para as águas superficiais ou subterrâneas, fluentes, emergentes e em depósito, ressalvadas, neste caso, as decorrentes de obras da União.

A Lei Federal Nº 9.433/97 estabeleceu a Política Nacional de Recursos Hídricos e instituiu o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos. Mais recentemente, foi promulgada a Lei Federal Nº 9.984/00 criando a Agência Nacional de Águas – ANA, a quem cabe a implementação da Política Nacional de Recursos Hídricos, cuja formulação ficará na alçada da Secretaria de Recursos Hídricos, esta última integrante do Núcleo Estratégico do Ministério do Meio Ambiente – MMA.

### 1.2.9 Potenciais de Águas Subterrâneas no Brasil

Atualmente, no complexo quadro geológico do Brasil (climático, litológico, tectônico e estrutural), pode-se identificar diferentes domínios onde as condições de estocagem (porosidade), de fluxo (permeabilidade) e de recarga natural (infiltração das chuvas) são relativamente similares. Aspectos detalhados sobre este tema são apresentados no capítulo 1.3. No caso dos domínios aquíferos de porosidade/permeabilidade intersticial primária, têm-se dois tipos principais: sedimentos aluviais e dunas e as rochas sedimentares.

Nos depósitos aluviais e dunas, os aquíferos são, fundamentalmente, do tipo livre, freáticos ou rasos e muito vulneráveis. As condições de uso e ocupação do meio físico afetam, fundamentalmente, a qualidade de suas águas, extraídas por meio de poços tubulares rasos (3, 5, 10 m, por exemplo), cravados ou perfurados, e poços amazonas ou cacimbões.

Nas bacias sedimentares, os depósitos constituem camadas ou corpos rochosos, relativamente extensos e mais ou menos consolidados. Os aquíferos dominantes nestas áreas são do tipo confinado, os quais são captados, atualmente, por poços tubulares profundos

(100, 200, 500, chegando até 3.000 m), os quais podem ser jorrantes. As águas destes aquíferos apresentam-se relativamente protegidas contra os agentes de poluição doméstica, industrial e agrícola com uso intensivo de insumos químicos modernos, seja pela ocorrência de camadas menos permeáveis, confinantes, seja pela filtração e reações bio-geo-químicas que ocorrem na camada não saturada. Como corolário, as águas subterrâneas dos aquíferos confinados são, regra geral, de boa qualidade para consumo doméstico, industrial e irrigação.

Nas bacias sedimentares têm-se os maiores potenciais de água subterrânea do Brasil, seja em termos de reservas, seja em termos de recarga, resultando que a maior parte dos rios que drenam essas áreas são perenes. Os depósitos sedimentares formam, normalmente, uma sequência alternada de camadas arenosas e argilosas/siltosas, redundando em sistemas aquíferos, na maior parte, do tipo confinado. Em geral, nas bacias sedimentares existem:

(a) **aquíferos** (do latim, aqua=água + feros=levar) - camadas de arenitos cujos coeficientes de porosidade efetiva,  $\eta_e$  (variando entre 1 e 15%) e de condutividade hidráulica, **K** (variando entre  $10^{-2}$  e  $10^{-5}$  m/s) são, comparativamente, os maiores na região em apreço. Como resultado, os volumes de água subterrânea estocados e que circulam nestes aquíferos são, comparativamente, os maiores do Brasil (Rebouças, 1988).

(b) **aquíferos tardos** (do latim, aqua=água + tardare=retardar) - corpos rochosos formados por seqüências alternadas de siltes/siltitos ou por misturas em proporções variadas de argilas, siltes/siltitos e arenitos finos. Desta forma, os interstícios entre os grãos são parcialmente ocupados por partículas minerais menores, resultando numa sensível redução do coeficiente de porosidade efetiva,  $\eta_e$  (variando entre 0,5 e 5%) e da condutividade hidráulica, **K** (variando entre  $10^{-6}$  e  $10^{-8}$  m/s). Assim, os volumes de água subterrânea estocada nestas camadas são, comparativamente, menores e os seus fluxos mais lentos ou tardios. Entretanto, local e ocasionalmente, as camadas arenosas intercaladas se comportam como aquíferos relativamente promissores, proporcionando vazões suficientes para abastecimento doméstico e industrial (Rebouças, *op.cit.*).

(c) **aquícludes** (aqua=água + claudere = aprisionar) - rochas sedimentares submetidas a intensos processos de compactação/cimentação ou processos diagenéticos, cuja porosidade total ( $\eta$ ) poderá ser muito elevada nas argilas (variando entre 34 e 60%), mas com porosidade efetiva muito baixa ( $\eta_e$  variando entre 1 e 0,5%) e condutividade hidráulica, também, muito baixa (**K** variando entre  $10^{-7}$  e  $10^{-11}$  m/s), de tal forma que o volume de água que flui sob a ação do gradiente hidráulico natural é praticamente nulo (Rebouças, *op.cit.*).

No extenso domínio de rochas do embasamento geológico, de idade pré-cambriana, tem-se dois contextos hidrogeológicos bem diferentes:

a) nos 600.000 km<sup>2</sup> de terrenos cristalinos ou similares de idade pré-cambriana, as características de porosidade/permeabilidade dominantes são do tipo fissural. As possibilidades mais promissoras de acumulação de água subterrânea ficam restritas às zonas de rochas fraturadas e às manchas aluviais que se formam ao longo dos principais rios que drenam as áreas de ocorrência dessas rochas. No Nordeste semi-árido do Brasil, as chuvas médias normais variam entre 400 e 800 mm/ano, mas são muito irregulares, caindo numa semana o que deveria chover num mês e num mês, o que normalmente ocorre no período chuvoso de 4 a 5 meses. Por outro lado, as taxas de evaporação média normal variam entre mais de 1.000 e 3.000 mm/ano. Desta forma, o correto, em termos médios hidrológicos, não é dizer que chove pouco no Nordeste semi-árido do Brasil, mas que evapora muito. Estas condições climáticas impedem o desenvolvimento de mantos de imtemperismo significativos (na verdade, em geral, não passam de alguns metros) e os poços captam diretamente a água acumulada nas discontinuidades existentes na própria rocha, tendo, portanto, baixas produtividades. Pode-se afirmar, então, que o uso cada vez mais eficiente da gota d'água disponível nesta região torna-se uma prática de fundamental importância para se alcançar condições de desenvolvimento sustentado;

b) uma outra situação se estabelece sob condições de clima tropical úmido, com média pluviométrica entre mais de 800 mm/ano a mais de 3.000 mm/ano e temperaturas relativamente elevadas todo o ano. Nestas circunstâncias, os processos químicos de alteração das rochas são predominantes e intensos. Assim, tem-se um manto de rochas alteradas com espessuras de até 150 metros (média de 50 m) que cobre perto de quatro milhões de km<sup>2</sup> do território brasileiro. Neste quadro, os valores de porosidade e permeabilidade do tipo intersticial do manto de rochas alteradas aumentam, gradativamente, com a profundidade, apresentando valores de  $\eta_e$  entre 5 e 15% e de **K** entre  $10^{-4}$  e  $10^{-5}$  m/s no contato com a rocha sã (Rebouças, *op.cit.*). As características de porosidade/permeabilidade dominantes do tipo intersticial no manto de alteração evoluem para o tipo fissural em profundidades de até 250 metros. As taxas de recarga anual das águas subterrâneas acumuladas no manto de alteração, são suficientemente importantes para alimentar o escoamento básico dos seus rios durante os períodos sem chuvas.

Finalmente, tem-se a província cárstica, a qual corresponde aos domínios geológicos de ocorrência das rochas calcárias, cujas características de porosidade/permeabilidade intersticial ou fissural, foram, local e ocasionalmente, ampliadas por processos de dissolução da rocha pela água meteórica que infiltra.

Aspectos mais detalhados sobre a ocorrência e fluxo da água subterrânea em rochas cristalinas pré-cambrianas são apresentados e discutidos nos capítulos 3.1, 3.2 e 6.5, enquanto que a hidrogeologia dos meios cársticos é apresentada no capítulo 3.3.

Como resultados das interações do quadro geológico complexo e muito antigo, com chuvas abundantes sobre a maior parte do território, as taxas de recarga das águas subterrâneas suportam uma densa rede hidrográfica formada por rios perenes. A extração de apenas 25% das taxas de recarga do manancial subterrâneo já representaria uma oferta de água de boa qualidade da ordem de 4.000 m<sup>3</sup>/hab/ano.

A reserva total de água subterrânea no Brasil é da ordem de 112.000 km<sup>3</sup>, sendo que cerca de 90%

estão nas bacias sedimentares. Os dados da tabela 1.2.2 mostram as reservas de água subterrânea dos principais contextos hidrogeológicos do Brasil. Pode-se verificar que nos 600.000 km<sup>2</sup> do domínio semi-árido de rochas de idade pré-cambriana do Nordeste, tem-se cerca de 80 km<sup>3</sup> de água armazenada, e algo em torno de 10.000 km<sup>3</sup> nos quase 4.000.000 km<sup>2</sup> de rochas cristalinas e metamórficas do embasamento pré-cambriano, coberto por um manto de rochas alteradas de espessura média de 50 metros. Por sua vez, as vazões mais freqüentes obtidas pelos poços já perfurados variam entre menos de 1 m<sup>3</sup>/h nas rochas fraturadas praticamente impermeáveis do embasamento geológico de idade pré-cambriana do Nordeste semi-árido, até mais de 1.000 m<sup>3</sup>/h nas bacias sedimentares sob condições de clima úmido.

Domínio Aquífero	Área (km <sup>2</sup> )	Sistema Aquífero Principal	Reservas (km <sup>3</sup> )	Interv. Vazão Poço (m <sup>3</sup> /h)
Substrato aflorante	600.000	Zonas fraturadas (P€)	80	<1-5
Substrato alterado	4.000.000	Manto rocha alterada e/ou fraturas (P€)	10.000	5 - 10
Bacia sedimentar do Amazonas	1.300.000	G. Barreiras (TQb) F. Alter do Chão. (K)	32.500	10 - 400
Bacia sedimentar São Luís - Barreirinhas	50.000	F. São Luís (TQ) F. Itapecuru (Ki)	250	10 - 150
Bacia sedimentar do Parnaíba (Piauí - Maranhão)	700.000	F. Itapecuru (Ki) F. Cordas-Grajaú (Jc) F. Motuca (PTRm) F. Poti-Piauí (Cpi) F. Cabeças (Dc) F. Serra Grande (Sdsg)	17.500	10 - 1000
Bacia sedimentar Potiguar - Recife	23.000	G. Barreiras (TQb) F. Calc. Jandaíra (Kj) F. Açu-Beberibe (Ka)	230	5 - 550
Bacia sedimentar Alagoas - Sergipe	10.000	G. Barreiras (TQb) F. Marituba (Km)	100	10 - 350
Bacia sedimentar Tucano - Recôncavo - Jatobá	56.000	F. Marizal (K mz) F. S. Sebastião (Kss) F. Tacaratu (SDt)	840	10 - 500
Bacia sedimentar do Paraná (área do Brasil)	1.000.000	G. Bauru-Caiuá (Kb) F. Serra Geral (Jksg) F. Botucatu-Piramboia-Rio do Rasto (Pr/TRp/Jb) F. Furnas/Aquidauana (D/PCa)	50.400	10 - 700
Depósitos diversos	773.000	Aluviões, dunas (Q)	411	2 - 40
<b>Totais</b>	<b>8.512.000</b>		<b>≈ 112.000</b>	

**Tabela 1.2.2** - Reservas de água subterrânea no Brasil e intervalos mais freqüentes das vazões dos poços (adaptado de Rebouças, 1988; 1999).

Entretanto, tendo em vista o nível generalizado destas estimativas, é de fundamental importância realizar estudos básicos nos diferentes contextos hidrogeológicos do Brasil, em escalas compatíveis com as complexidades e magnitudes dos problemas a solucionar, além de implantar um programa de monitoramento de água subterrânea e constituir bancos de dados hidrogeológicos básicos, os quais devem ser alimentados de forma permanente. De outra forma, os bancos de dados se transformam, rapidamente, em “bando de dados”. No Brasil, os potenciais hidrogeológicos referidos em termos de capacidade específica [ $L^3T^{-1} \cdot m^{-1}$ ], ou seja, a vazão (Q) que é obtida de cada poço por metro de rebaixamento ( $m^{-1}$ ) do respectivo nível d’água são apresentados na figura 1.2.6.

Verifica-se, assim, que as potencialidades de água subterrânea no território nacional são muito variadas. Nos domínios mais promissores, as capacidades específicas dos poços variam entre 5 e 10 e superiores a  $10 m^3/h \cdot m^{-1}$ . Nestas áreas, tem-se a possibilidade de obtenção de vazões por poço entre 250 e mais de 500  $m^3/h$ , com o rebaixamento de 50 metros do respectivo nível estático (NE). Desta forma, o volume produzido por poço, durante 16 horas de operação por dia, seria suficiente para abastecer entre 20 mil e mais de 50 mil pessoas com uma taxa *per capita* de 200 L/dia.

No contexto de rochas cristalinas com espesso manto de alteração, as capacidades específicas variam entre 1 e  $5 m^3/h \cdot m^{-1}$ , ou seja, as vazões explotáveis com até 50 metros de rebaixamento do NE do respectivo poço, durante 16 horas/dia de bombeamento, seriam suficientes para abastecer contingentes médios de até 10 mil habitantes.

Apenas no domínio de rochas cristalinas do Nordeste semi-árido, as capacidades específicas são inferiores a  $1 m^3/h \cdot m^{-1}$ . Todavia, a produção de  $0,5 m^3/h$ , com rebaixamento do nível estático no poço (NE) de 20 metros e operando 16 horas por dia, daria para abastecer contingentes de até 1.500 pessoas com uma taxa *per capita* de 100 L/dia.

A barragem subterrânea é uma outra forma viável de uso e conservação da água que flui pelas manchas aluviais do Nordeste semi-árido. Desta forma, a água que flui através das aluviões dos rios praticamente secos, é protegida contra os processos de salinização engendrados pela evaporação intensa. Contudo, tal como um “garrote” que se aplica num braço ou perna para controlar uma hemorragia, a barragem subterrânea precisa ser operada, evitando-se, assim, a degradação do binômio solo/água, tanto por excesso de acumulação no setor de montante, quanto por deficiência de drenagem à jusante.

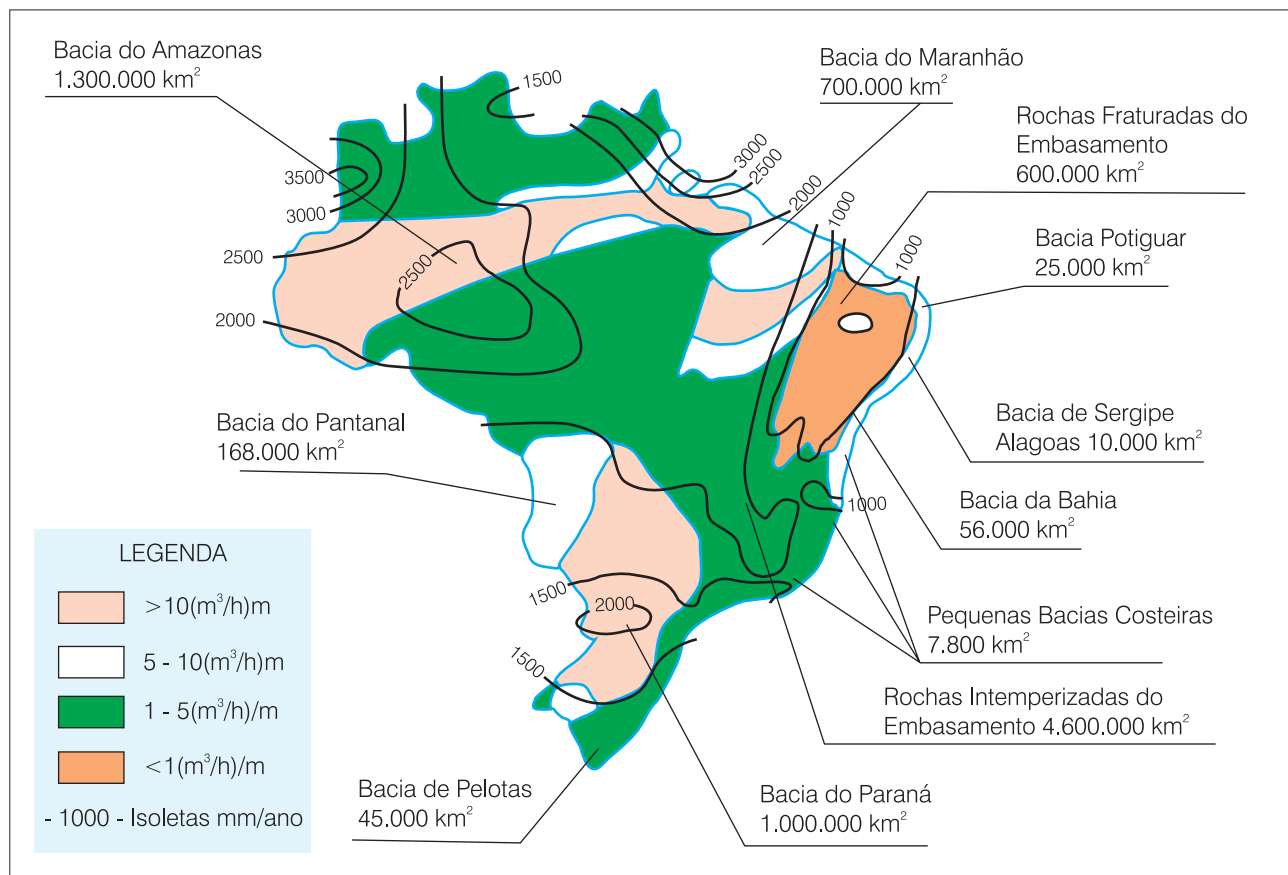


Figura 1.2.6 - Potenciais de Água Subterrânea do Brasil (modificado de Rebouças, 1978; 1988; 1999).



## 1.2.10 Considerações Finais

Ainda há muito por fazer, mas, ao olhar-se para trás, pode-se ver o incrível avanço já feito desde que o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos começou a ser implantado no Brasil, em particular, a partir da Constituição de 1988 e Lei Federal Nº 9.433/97.

Muito embora a lógica das empreiteiras, dos tomadores de decisão, dos políticos e corporações técnicas ainda continue sendo que a única solução aos problemas de escassez local e ocasional de água é aumentar sua oferta, a percepção sobre a necessidade de se utilizar e proteger a qualidade das águas subterrâneas de forma cada vez mais eficiente parece que foi adquirida. De tal forma as águas subterrâneas se tornaram importantes, que já ninguém se atreve omitir a sua existência nos planos e projetos de uso, como fator competitivo de mercado.

## Referências

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS - ABAS. **Caderno Técnico Nº 2**: coletânea da legislação e regulamentação sobre o uso e preservação das águas subterrâneas no estado de São Paulo. São Paulo: ABAS, 1992. 66 p.
- BERNER, E. K.; BERNER, R. A. **The global water cycle**: geochemistry and environment. New Jersey: Prentice Hall, 1987. 397 p.
- BOUWER, H. **Groundwater hydrology**. Tokyo: McGraw Hill, 1978. 480 p. (Water resources and environmental engineering).
- BRAGA, B.; ROCHA, O.; TUNDISI, J. G. Dams and the environment: the brazilian experience. **Water resources development**, Dublin, v. 14, n. 2, p. 127-140, 1998.
- BRASIL. Departamento Nacional da Produção Mineral. **Mapa Hidrogeológico do Brasil**. Relatório Final. Recife: DNPM/CPRM, 1981. v.1 e 2. Escala 1:2.500.000:
- BRASIL. Superintendência de Desenvolvimento do Nordeste. **Plano de Aproveitamento Integrado dos Recursos Hídricos do Nordeste do Brasil**: fase I – Recursos Hídricos I – Águas subterrâneas. Recife, 1980. (Recursos Hídricos I: águas subterrâneas, v. 7).
- COSTA, W. D. Gerenciamento de recursos hídricos subterrâneos. In: WORKSHOP SOBRE GERENCIAMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS, 1995, Salvador. [Trabalhos apresentados]. Salvador, 1995. 13 p.
- CUNHA, J. E. M.; NEGRÃO, F. I.; SANTOS, P. R. P. Panorama atual das águas subterrâneas no Estado da Bahia. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 4., 1986, Brasília. **Anais...** Brasília: ABAS/DNAEE/DNPM, 1986. p. 80-95.
- CAVALCANTE, I. N. **Fundamentos hidrogeológicos para gestão integrada de recursos hídricos da região metropolitana de Fortaleza - CE**. 1998. 164 p. Tese (Doutorado em Recursos Minerais e Hidrogeologia) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.
- COSTA, W. D. Legislação de águas subterrâneas e gerenciamento de aquíferos. In: ENCONTRO NACIONAL DE PERFURADORES DE POÇOS, 12; SIMPÓSIO DE HIDROGEOLOGIA DO NORDESTE, 4., 2001, Olinda, [Recife] **Anais...** ABAS Núcleo PE, 2001. p. 77-82.
- CRUZ, W. B. da; MELO, F. de A. F. de. **Estudo geológico preliminar das águas subterrâneas do Nordeste do Brasil**. Recife: Sudene, 1968. 147 p. (Série Brasil. Sudene. Hidrogeologia, 19).
- CUSTODIO, E.; LLAMAS, M. R. **Hidrologia subterrânea**. 2. ed. [Barcelona]: Omega, 1983. 2 v.
- DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA DO ESTADO DE SÃO PAULO. **Balanço hídrico do Estado de São Paulo**, São Paulo, n. 12, 1987. p. 18-27.
- DOMENICO, P. A.; SCHWARTZ, F. W. **Physical and Chemical Hydrogeology**. New York: John Wiley & Sons, 1997.
- FEITOSA E. C. et al. **O Aquífero Cabeças no Vale do Gurguéia**: atualização dos conhecimentos. Recife: Labhid-UFPE/ DNOCS, 1990. v. 1, 204 p. Relatório Inédito.
- GLEIK, P. H. (Ed.). **Water in crisis**: a guide to the world's fresh water resources. Oxford: Oxford Press, 1993. 476 p.
- HASSUDA, S. **Critérios para a gestão de áreas suspeitas ou contaminadas por resíduos sólidos**: estudo de caso na região metropolitana de São Paulo. 1997. 142 f. Tese (Doutorado) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.
- HIRATA, R. **Fundamentos e estratégias de proteção e controle da qualidade das águas subterrâneas**: estudo de casos no estado de São Paulo. 1994. 195 f. Tese (Doutorado) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.
- HIRATA, R.; BASTOS, C. R.; ROCHA, G. A. **Mapeamento de vulnerabilidade e risco de poluição das águas subterrâneas no estado de São Paulo**. São Paulo: IG; CETESB; DAEE, 1997. 2 v.
- BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística **Censo Demográfico**: Brasil, 2000. Rio de Janeiro: IBGE, 2000.
- \_\_\_\_\_. **Sinopse do censo demográfico**: pesquisa nacional de saneamento básico. Rio de Janeiro, 1991. 94 p.

- IRITANI, M. A. **Modelação matemática tridimensional para a proteção das captações de água subterrânea**. 1998. 199 f. Tese (Doutorado) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.
- JOHNSTON, R. H. Sources of water supplying pumpage from regional aquifer systems of the United States. **Hydrogeology Journal**, Hannover, v. 5, n. 2, p. 54-63, 1997.
- LANCIA, C. A.; CAETANO, L. C.; ARAGÃO, J. **Água mineral do Brasil: retrato histórico da indústria engarrafadora**. Rio de Janeiro: DNPM; São Paulo: ABINAM, [1997?]. 109 p.
- KEGEL, W. Água subterrânea no Piauí. **Boletim DNPM. Divisão de Geologia e Mineralogia**, Rio de Janeiro, n,156, 1955.
- KING, F. H. **Observations and experiments on the fluctuations in level and the rate of movement of groundwater on the Wisconsin Agricultural**. [S.l.: s.n.], 1892.
- MEINZER, O. E. The occurrence of ground water in the United States. **U.S. Geological Survey. Water Supply Paper**, Washington, n. 489, 1920. 321 p.
- MELLO, J. G. **Impactos do desenvolvimento urbano nas águas subterrâneas de Natal, RN**. 1995. 220 f. Tese (Doutorado) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.
- ORGANIZATION FOR ECONOMIC CO-OPERATION AND DEVELOPMENT. **Water resources management-integrated policies**. Paris, 1989. 199 p.
- PACHECO, A. **Análise das características técnicas de poços e da legislação para uso e proteção das águas subterrâneas em meio urbano (Município de São Paulo)**. 1984. 145 f. Tese (Doutorado) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1984.
- PARISSOT, E. **As águas subterrâneas no centro-oeste do Município de São Paulo: características hidrogeológicas e químicas**. 1983. 120 f. Dissertação (Mestrado) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1983.
- REBOUÇAS, A. C. **Le problème de l'eau dans la zone semi-aride du Brésil : evaluation des ressources, orientation pour la mise en valeur**. 1973. 285 f. Thèse (Doctorat d'État) - Université de Strasbourg, Strasbourg, France, 1973.
- \_\_\_\_\_. **Ação programada de recursos hídricos: águas subterrâneas**. Brasília: SEPLAN; CNPq, 1978. p. 105-129.
- \_\_\_\_\_. Ground water in Brazil. **Episodes**, Canadá, v. 11, n. 3, p. 209-214, 1988.
- \_\_\_\_\_. Gestão sustentável de grandes aquíferos. In: CONGRESSO BRASILEIRO ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 8., 1994, Recife. **Anais...** Recife: ABAS, 1994. p. 131-134.
- \_\_\_\_\_. Advances in Ground Water. In: **DRILLING Techniques and Design Methods**. Paris: Well; UNESCO/IAH, 1995. chap. 7.
- \_\_\_\_\_. Diagnóstico do Setor Hidrogeologia. **Caderno Técnico**, São Paulo, n. 3, 1996.
- \_\_\_\_\_. Água na Região Nordeste: desperdício e escassez. **Revista Instituto de Estudos Avançados**, São Paulo, v. 11, n. 29, p. 127-154, 1997.
- \_\_\_\_\_. Águas Subterrâneas. In: REBOUÇAS, A. C.; BRAGA, B.; TUNDISI, J. G. (Org. e Coord.). **Águas Doces no Brasil: capital ecológico, uso e conservação**. São Paulo: Ed. Escrituras, 1999, cap. 4, p. 117-150.
- \_\_\_\_\_. Potencialidades dos aquíferos do nordeste do Brasil. In: ENCONTRO NACIONAL DE PERFURADORES DE POÇOS, 12; SIMPÓSIO DE HIDROGEOLOGIA DO NORDESTE, 4., 2001, Olinda, [Recife] **Anais...** ABAS Núcleo PE, 2001, p. 53-66.
- REBOUÇAS, A. C.; BRAGA, B.; TUNDISI, J. G. (Org. e Coord.). **Águas doces no Brasil: capital ecológico, uso e conservação**. São Paulo: Ed. Escrituras, 1999. 717 p.
- REBOUÇAS, A. C. et al. Diagnóstico Hidrogeológico da RMSP: uso e proteção. In: CONGRESSO BRASILEIRO ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 8., 1994, Recife. **Anais...** Recife: ABAS, 1994. p. 93-102.
- REBOUÇAS, A. C.; MARINHO, M. E. **Hidrologia das secas: contribuição ao I SEMINÁRIO INTERNACIONAL SOBRE SECAS**, Lima, Peru. Recife : Sudene, 1970. 130 p. (Hidrogeologia, 40).
- SANTOS, A. C. **Estratégias de uso e proteção das águas subterrâneas na região metropolitana de Recife – PE**. 2000. 230 f. Tese (Doutorado) - Instituto Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.
- SANTIAGO, M. M. F. **Mecanismo de salinização em região semi-árida - estudo dos açudes Pentecostes, Pereira de Miranda e Caxitoré no Ceará**. 1984. 152p. Tese (Doutorado) - Instituto Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1984.
- SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DO NORDESTE. **Plano Integrado de Recursos Hídricos do Nordeste**. [Recife], 1980. v. 4, 152 p.
- THEIS, C. V. The relation between the lowering of the piezometric surface and rate and duration of discharge of a well using groundwater storage. **Trans. Amer. Geophysics Union, USA**, v. 2, p. 519-524, 1935.

TUNDISI, J. G.; BRAGA, B.; REBOUÇAS, A. C. **Water for sustainable development: the brazilian perspective.** Rio de Janeiro: Academia Brasileira de Ciências, 2000. p. 235-246 (Transition to Global Sustainability: the contribution of Brazilian Science).

UOP - JOHNSON DIVISION. **Ground Water and Wells.** St. Paul, MN, 1972. 482p.

WALTON, W.; HILLS, D. L.; GRUNDEEN, G. M. **Recharge from induced streambed infiltration under varying ground-water level and stream conditions.** [S.l.]: Minn. Water Resources Center. 1967. Bulletin 16.

WALTON, W. **Groundwater Resource Evaluation.** New York: McGraw Hill, 1970. 664p.

WARMING, G. A. **Suprimento de água no Nordeste do Brasil.** 2. ed. [S.l.]: DNOCS; Insp. Fisc. Obras Contra as Secas, 1954. Boletim 6.



## Capítulo 1.3

## A ÁGUA SUBTERRÂNEA NO BRASIL

Albert Mente

## 1.3.1 Introdução

Neste capítulo, apresenta-se uma visão das principais ocorrências de água subterrânea no Brasil. Esta visão baseia-se, principalmente, no conhecimento adquirido durante a elaboração dos Mapas Hidrogeológicos do Brasil, escala 1/2.500.000 (1981) e 1/5.000.000 (1983), com algumas adições de conhecimento mais recente. Inicia-se com uma descrição referente à elaboração e princípios fundamentais do Mapa Hidrogeológico do Brasil, 1/5.000.000, 1983. Em seguida, descrevem-se as Províncias Hidrogeológicas do Brasil, seus conceitos básicos e, principalmente, as principais ocorrências de águas subterrâneas contidas nessas províncias e, por extensão, no Brasil.

## 1.3.2 Mapa Hidrogeológico do Brasil

A descrição sobre a água subterrânea no Brasil é baseada, principalmente, nos resultados obtidos na elaboração do Mapa Hidrogeológico do Brasil, na escala 1:2.500.000, de janeiro/79 a março/81 (Mente & Mont'Alverne, 1981) e 1:5.000.000, durante o ano de 1982. Apenas o último foi publicado pelo DNPM em 1983 (BRASIL, DNPM / CPRM, 1983).

## Dados Disponíveis Utilizados

A confecção dos mapas hidrogeológicos supracitados foi baseada na análise dos resultados de aproximadamente 20.000 poços tubulares, cuja distribuição é apresentada na figura 1.3.1.

Os diferentes graus de investigação hidrogeológica no Brasil, válidos para a década de 80, são apresentados na figura 1.3.2. Indicam-se os graus de reconhecimento, geral e de detalhe, em ordem crescente de conhecimento, além das áreas com coberturas de mapas hidrogeológicos. Avaliando-se o mesmo quadro para a década de 90 (e até os dias atuais), constata-se que as áreas de cobertura de mapas hidrogeológicos não aumentaram substancialmente, porém, com relação ao conhecimento hidrogeológico nacional, houve certo progresso no grau geral e no de detalhe.

Observa-se, através dessas duas figuras, a concentração das informações hidrogeológicas na metade oriental do país, o que está de acordo com o quadro de ocupação do território nacional por seus habitantes. A metade ocidental – regiões Centro-Oeste e Norte – é praticamente desprovida de dados hidrogeológicos.

## Metodologia

Fundamentalmente, utilizou-se como metodologia para elaboração da legenda, a caracterização, em termos hidrogeológicos, das grandes unidades geológicas do país, classificando-as de acordo com sua importância relativa como aquífero no âmbito do território nacional. A base geológica utilizada para a sistematização hidrogeológica foi o Mapa Geológico do Brasil (versão preliminar), escala 1:2.500.000 (DNPM/CPRM, 1979).

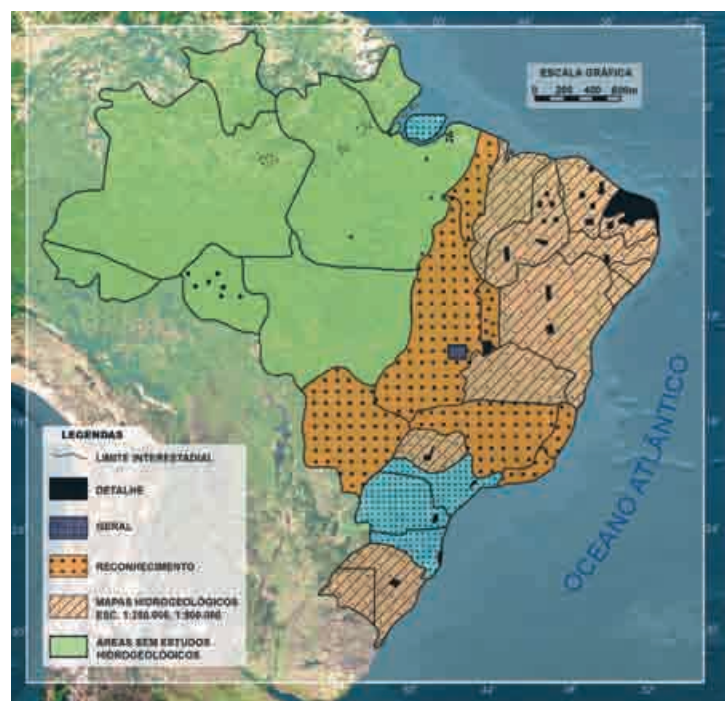
Essa importância relativa das rochas como aquíferos foi definida através de suas propriedades intrínsecas (porosidade e permeabilidade), condições de ocorrência (extensão, espessura e estrutura) e explotabilidade (fácil, regular, difícil). Assim sendo, o conjunto das grandes unidades geológicas do Brasil foi enquadrado em 11 (onze) classes principais de terrenos hidrogeológicos, da seguinte forma:

- sedimentos clásticos não consolidados, com importância hidrogeológica relativa alta;
- sedimentos clásticos consolidados, com importância hidrogeológica relativa alta;
- sedimentos clásticos não consolidados e consolidados, com importância hidrogeológica relativa média;
- sedimentos clásticos não consolidados e consolidados, com importância hidrogeológica relativa baixa;
- rochas básicas e intrusivas associadas, com importância hidrogeológica relativa média a baixa;
- rochas metaclásticas e/ou carbonáticas, com importância hidrogeológica relativa média a baixa;



Figura 1.3.1 - Distribuição dos poços utilizados no Mapa Hidrogeológico do Brasil (modificado de BRASIL. DNPM/CPRM, 1983).

Figura 1.3.2 - Graus de investigação hidrogeológica do Brasil (modificado de BRASIL. DNPM/CPRM, 1983).



- rochas carbonáticas, com importância hidrogeológica relativa média a baixa;
- rochas metamórficas (exceto as do Nordeste), com importância hidrogeológica relativa baixa;
- sedimentos clásticos não consolidados e consolidados, com importância hidrogeológica relativa muito baixa;
- rochas metamórficas do Nordeste, com importância hidrogeológica relativa muito baixa; e
- rochas intrusivas e efusivas associadas, com importância hidrogeológica relativa muito baixa.

As 11 (onze) principais classes de terrenos hidrogeológicos do país foram distribuídas em três grandes grupos ou domínios fundamentais de ocorrência de águas subterrâneas:

- rochas porosas, com importância hidrogeológica alta a baixa;
- rochas fraturadas, com importância hidrogeológica relativa média a baixa; e
- rochas porosas ou fraturadas, com importância hidrogeológica relativa muito baixa.

Esses três grupos fundamentais de ocorrência de águas subterrâneas correspondem, em princípio, a outros grupos classificatórios existentes e internacionalmente conhecidos:

- formações permeáveis, com permeabilidades primárias, constituídas de sedimentos não consolidados a consolidados;
- formações permeáveis, com permeabilidades secundárias, constituídas de rochas compactas fraturadas;
- formações impermeáveis, constituídas de sedimentos e rochas compactas fissuradas.

A classificação qualitativa, acima descrita, possibilitou a representação cartográfica das grandes unidades hidrogeológicas do país, de forma sistemática (Mente, *et al.*, 1980) e constituiu o primeiro ponto relevante na elaboração do mapa hidrogeológico.

Um segundo ponto importante na metodologia adotada foi a análise dessas unidades, com base em estudos pontuais, locais e regionais, utilizando-se o acervo de dados técnicos disponíveis, referentes aos poços tubulares, com o apoio do sistema de computação eletrônica (Leal *et al.*, 1980). O resultado foi apresentado através dos conceitos de **Produtividade de Aquífero** (muito elevada, elevada, elevada a média, média a fraca e muito fraca), **Poços Representativos do Aquífero** e **Poço Individual**, que constituem elementos-base (símbolos) do mapa.

Um terceiro ponto de relevância, talvez o mais importante, foi a introdução do conceito de **Província Hidrogeológica**, como meio de sistematização e localização das grandes unidades hidrogeológicas existentes no país, representando um elemento-chave para o fácil manuseio e compreensão do mapa hidrogeológico (Pessoa *et al.*, 1980).

Foi considerado uma província hidrogeológica como sendo uma região caracterizada pela similitude geral do modo de ocorrência das águas subterrâneas principais. Vale ressaltar que destacam-se os fatores geológicos e fisiográficos entre os elementos que contribuem mais para essa definição, embora outros fatores tenham sido considerados. O conceito de província hidrogeológica, conforme acima descrito, será abordado com detalhes mais adiante.

## Geologia, Aspectos Climáticos e Fisiográficos

Geologia, morfologia, clima, hidrologia, vegetação e solos constituem fatores que, em conjunto, determinam a ocorrência de água subterrânea de uma região. A geologia, como fator de destaque na determinação da distribuição e importância das estruturas armazenadoras de água subterrânea, será abordada em primeiro lugar. Os demais fatores serão tratados de modo sumário,

com o intuito de proporcionar uma visão geral da influência que cada um deles exerce na definição das condições hidrogeológicas do país, retratadas no Mapa Hidrogeológico do Brasil.

## Fundamentos Geológicos

Sendo a geologia um elemento fundamental de qualquer mapa hidrogeológico, apresenta-se, a seguir, uma definição sumária da geologia do Brasil, com o duplo propósito de fornecer alguns elementos básicos que facilitem uma melhor compreensão dos conceitos hidrogeológicos do mapa e de dar uma visão geológica geral do país aos menos familiarizados com o assunto.

O território brasileiro é formado, em sua maior parte (mais de 50%), de rochas metamórficas e eruptivas, quase todas de idade pré-cambriana. Estas rochas, que cobrem uma área aproximada de 4,6 milhões de quilômetros quadrados, constituem o embasamento que faz parte integrante da plataforma sul-americana. O embasamento é subdividido em grandes escudos: o das Guianas, no norte; o Escudo Brasil Central, no interior do país, ao sul do rio Amazonas; e o Escudo Atlântico, situado na borda atlântica.

Distinguem-se as coberturas do embasamento, das quais as maiores correspondem às grandes bacias sedimentares do Amazonas, Parnaíba e Paraná, cujas formações se deram a partir do Siluriano Inferior. Outras coberturas, de extensão menor e de várias idades, espalham-se pelo embasamento.

Tendo em vista a natureza do embasamento e suas coberturas, foram distinguidas as províncias estruturais brasileiras, apresentadas na figura 1.3.3 (Almeida *et al.*, 1977). Uma melhor caracterização das três grandes bacias sedimentares, representadas também como províncias estruturais, pode ser obtida através da figura 1.3.4. As províncias, acima citadas, podem ser agrupadas de modo a permitir visualizar claramente as sucessivas etapas da evolução tectônica estrutural do Brasil (tabela 1.3.1).

Uma visão generalizada das condições geológicas do Brasil pode ser obtida através da figura 1.3.5, que apresenta o conjunto do embasamento e as coberturas paleozóicas, mesozóicas e cenozóicas. As suas feições correspondem àquelas constantes da base geológica acima mencionada (DNPM/CPRM, 1979). Nota-se que as coberturas de idade arquenana a proterozóica superior, tais como as pertencentes aos escudos São Francisco, Tapajós e das Guianas (por exemplo: pEbf = Beneficente; pEcp = Chapada Diamantina etc.), não foram destacadas nessa figura.

## Aspectos Climáticos e Fisiográficos

O Brasil, com uma superfície de 8.511.996,3 km<sup>2</sup>, é um país tropical em sua maior parte, devido, sobretudo, à sua situação geográfica, atravessado pela linha do equador à altura da Amazônia e



Figura 1.3.3 - Províncias Estruturais do Brasil (modificado de Almeida, 1977).



Figura 1.3.4 - Bacias e Províncias do Amazonas, Parnaíba e Paraná (modificado de Almeida, 1977).

passando o trópico de Capricórnio pela latitude da cidade de São Paulo. Portanto, quase todo o seu território encontra-se dentro da zona tropical ou tórrida, com exceção dos estados do Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul. Azevedo (1972) observou que essa tropicalidade manifesta-se:

- na predominância dos climas quentes do tipo equatorial ou tropical;
- na predominância, quanto aos regimes dos rios, do tipo fluvial, com suas enchentes no fim de verão e vazantes no inverno;
- na presença de extensas áreas de florestas quentes e úmidas, como Hiléia Amazônica e a Mata Atlântica, e de formações como os campos, os serrados e as caatingas, que refletem condições climáticas mais rigorosas.

Além disso, o relevo é moderado, com altitudes máximas em torno de 3.000 metros e com médias altimétricas menores que 1.000 metros.

### Morfologia

O território brasileiro é predominantemente constituído por rasas planícies flúvio-marinhas e planaltos de modestas altitudes, chegando a pouco mais de 3.000 metros o seu ponto mais elevado. Na tabela 1.3.2 representam-se as zonas hipsométricas e superfícies correspondentes, referidas à área do país (Guerra, 1972) e na figura 1.3.6 apresentam-se as principais unidades de relevo do Brasil.

### Clima

No Brasil, em geral, são distinguidos os seguintes climas: equatorial, tropical, semi-árido e subtropical, os quais resultam da circulação geral do ar na zona dos alísios. Além destes tipos, observam-se variedades climáticas regionais, que resultam do traçado litorâneo e das linhas do relevo (figura 1.3.7). O mapa de isoietas médias anuais, incorporado como mapa de encarte no

	Escudo das Guianas	Escudo do Brasil Central	Escudo Atlântico	Coberturas
Crátons (consolidados a mais de 1.700 milhões de anos)	Rio Branco	Tapajós	São Francisco	
Faixas de Dobramento (evoluídas entre 1.700 e 500 milhões de anos)		Tocantins	Borborema Mantiqueira	
Bacias (Sinéclises) Paleozóicas				Amazônica Parnaíba Paraná
Bacias Mesocenozóicas				Província Costeira e Margem Oriental

Tabela 1.3.1 - Províncias estruturais brasileiras (adaptado de Almeida, 1977).



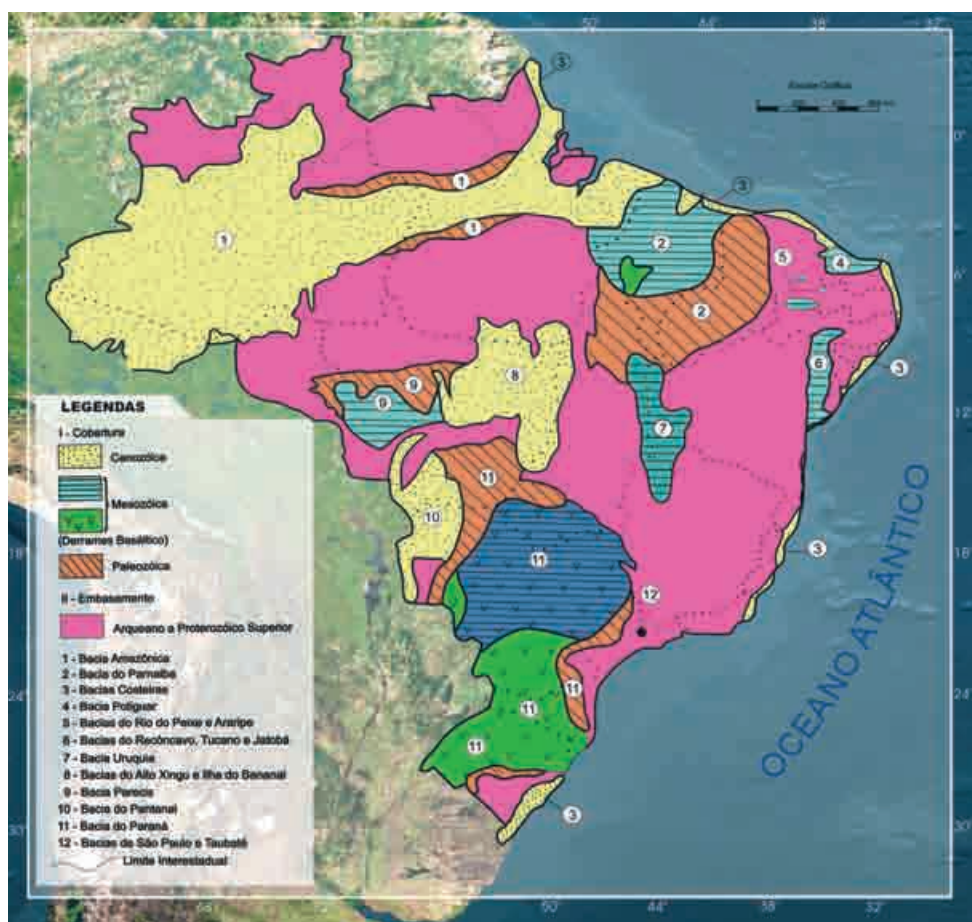


Figura 1.3.5 - Esboço Geológico do Brasil (modificado de BRASIL. DNPM/CPRM, 1981).

Classe de Relevo	Zonas Hipsométricas (m)	Superfície (x 1.000 km <sup>2</sup> )	% em Relação à Área do Brasil
Terras baixas	0 - 100	2.050	24,1
	100 - 200	1.439	16,9
Planaltos e Serras	200 - 500	3.152	37,0
	500 - 800	1.250	14,7
	800 - 1.200	575	6,8
Áreas culminantes	mais de 1.200	46	0,5
<b>Total do Brasil</b>		<b>8.512</b>	<b>100,0</b>

Tabela 1.3.2 - Classes de relevo e zonas hipsométricas do Brasil (Guerra, 1972).

Mapa Hidrogeológico do Brasil (figura 1.3.8), mostra claramente a variedade pluviométrica apresentada nos diferentes tipos de clima que ocorrem no país.

### Hidrologia

A rede hidrográfica brasileira, considerada no mapa hidrogeológico do Brasil, é formada por um grande número de bacias de extensão e importância variadas. Com o objetivo de melhor agrupá-las, algumas subdivisões já foram propostas no passado. Uma delas, adotada pelo Departamento Nacional de Águas e Energia

Elétrica - DNAEE, agrupa os cursos d'água brasileiros em 8 bacias ou regiões hidrográficas (figura 1.3.9). Na tabela 1.3.3 estão apresentadas as bacias hidrográficas e respectivas áreas de drenagem, referidas à superfície do território nacional.

A tabela 1.3.4 mostra as vazões médias anuais e as vazões específicas, para o período indicado, dos maiores rios de cada uma das bacias hidrográficas descritas, nos pontos mais próximos às suas desembocaduras e conforme representação no Mapa Hidrogeológico do Brasil.

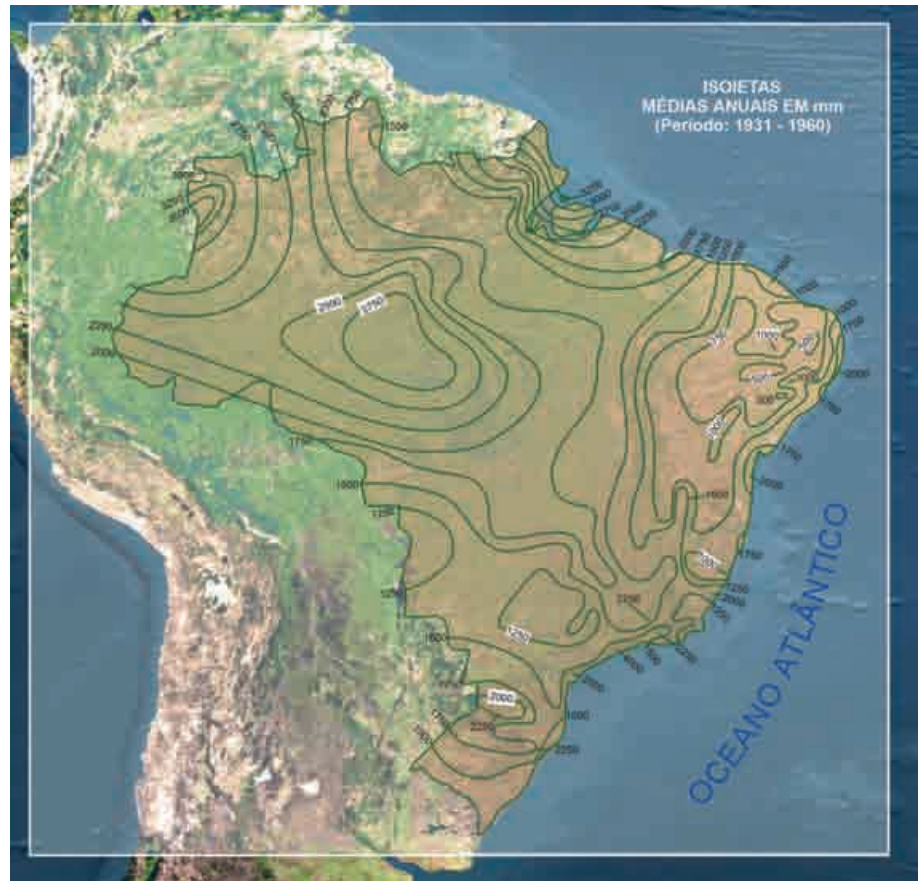


Figura 1.3.6 - Principais unidades de relevo do Brasil (modificado de Azevedo, 1972).



Figura 1.3.7 - Climas do Brasil (modificado de BRASIL. DNPM/ CPRM, 1981).

**Figura 1.3.8** - Isoietas - médias anuais em mm, período: 1931-1960 (modificado de BRASIL. DNPM/CPRM, 1983).



**Figura 1.3.9** - Bacias Hidrográficas do Brasil (modificado de BRASIL. DNPM/CPRM, 1981).

Bacias ou Regiões Hidrográficas	Área de Drenagem (x1.000 km <sup>2</sup> )	% do Território Nacional
1. Amazonas	3.904	45,86
2. Tocantins	803	9,43
3. Atlântico Norte-Nordeste	966	11,35
4. São Francisco	632	7,42
5. Atlântica Leste	569	6,69
6. Paraná	1.236	14,53
7. Uruguai	179	2,09
8. Atlântica Sudeste	224	2,63
<b>Total do Brasil</b>	<b>8.512</b>	<b>100,00</b>

Tabela 1.3.3 - Bacias Hidrográficas do Brasil (DNAEE).

### Vegetação e Solos

Devido às suas dimensões, tipos climáticos e condições morfológicas, o Brasil apresenta uma cobertura vegetal variada, bem como um número considerável de unidades de solos. Entre os grupos vegetais, nota-se a predominância de florestas e formações complexas (figura 1.3.10).

Queiroz Neto (*in* Azevedo, 1972) divide o Brasil em sete regiões e sub-regiões edafológicas, cada uma caracterizada por um tipo de solo ou associação de solos dominantes. Os solos mais freqüentes do território nacional são os latossolos, seguidos dos podzólicos vermelho-amarelos. Na tabela 1.3.5 apresenta-se um sumário das regiões edafológicas do Brasil e cobertura vegetal associada.

## 1.3.3 Províncias Hidrogeológicas do Brasil

### Conceito de Província Hidrogeológica

Uma Província Hidrogeológica é uma região de características gerais semelhantes com relação às principais ocorrências de águas subterrâneas. (Tolman, 1937). Na classificação regional de águas subterrâneas, utiliza-se, com freqüência, o conceito de província hidrogeológica para fins comparativos e descritivos, e com o objetivo de estabelecer as prováveis características das grandes ocorrências de água subterrânea dessas províncias. Às vezes indicam-se, também, os métodos de aproveitamento das águas subterrâneas, passíveis de serem utilizados com êxito em toda a província.

Considerando que as principais ocorrências de águas subterrâneas numa região encontram-se, muitas vezes, à pouca profundidade da superfície, outras vezes, em profundidades maiores e, ainda, em outras circunstâncias, tanto subsuperficialmente como em profundidade, devem ser levadas em consideração todas essas possibilidades de ocorrências na definição e delimitação das províncias hidrogeológicas.

Entre os fatores que contribuem para a definição de uma província hidrogeológica destacam-se o geológico e o fisiográfico. O fator geológico é o mais importante, visto que a litologia, a estrutura e

Bacia ou Região Hidrográfica	Rio	Estação	Área de Drenagem (km <sup>2</sup> )	Vazão Média (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Específica (L/s/km <sup>2</sup> )	Período de Observação
1. Amazonas	Amazonas	Óbidos	4.640.285	97.446	21,00	1968/78
2. Tocantins	Tocantins	Tucuruí	759.000	9.685	12,80	1949/78
3. Atlântico Norte-Nordeste	Pindaré	Pindaré-Mirim	34.030	241	7,08	1973/77
	Itapicuru	Catanhende	49.500	247	4,99	1963/70
	Parnaíba	Porto Formoso	282.000	930	3,30	1973/77
	Jaguaribe	Peixe Gordo	48.200	205	4,25	1973/77
	Capibaribe	Limoeiro	5.735	12	2,10	1973/75
4. São Francisco	São Francisco	Traipu	627.790	3.060	4,90	1928/68
5. Atlântico Leste	Itapecuru	Altamira	35.168	37	1,07	1964/77
	Paraguaçu	Pedra de Cavalo	53.959	80	1,49	1964/74
	De Contas	Ubaitaba	56.307	106	1,88	1936/76
	Jequitinhonha	Itapebi	68.114	376	5,50	1931/76
	Doce	Colatina	76.616	1.015	13,20	1938/70
	Paraíba	Campos	55.770	810	14,50	1934/76
6. Paraná	Paraná	Guáira	800.000	8.920	11,20	1920/71
7. Uruguai	Uruguai	Uruguaiana	189.000	3.901	20,60	1908/74
8. Atlântico Sudeste	Ribeira do Iguape	Iporanga	12.150	180	14,80	1952/68
	Itajaí-Açú	Indaial	11.151	197	17,70	1934/75
	Jacuí	Dona Francisca	13.975	306	21,90	1939/76
	Tacuarí	Lajoado	23.272	483	20,60	1939/75

Tabela 1.3.4 - Vazões características de rios brasileiros (DNAEE).

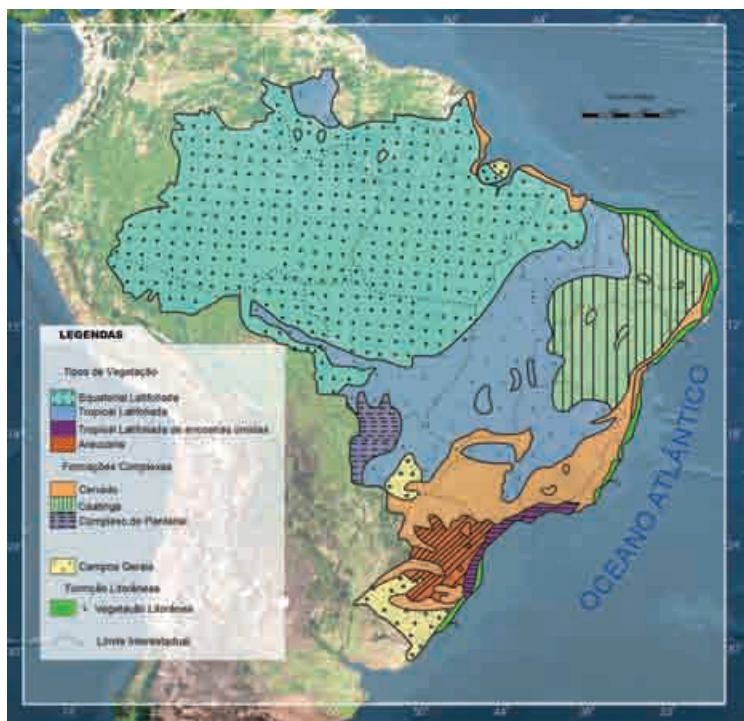


Figura 1.3.10 - Formações Vegetais do Brasil (modificado de BRASIL. DNPM/CPRM, 1981).

REGIÃO	VEGETAÇÃO TÍPICA	TIPOS DE SOLOS
Amazônica	Floresta latifoliária equatorial com ilhas de campos e savanas.	Latossolos amarelos variando de arenosos a argilosos associados a solos hidromórficos e regossolos.
Cerrados	Cerrado: árvores pequenas (4 a 8 m) de troncos e galhos retorcidos, irregularmente espalhados, em meio a uma cobertura de gramíneas com 50 cm de altura.	Latossolos arenosos ou argilosos, cascalhentos, permeáveis, muito pobres em bases e ácidos.
Nordeste semi-árido e sub-úmido	Caatinga: reúne tipos vegetais lenhosos, que perdem as folhas na estação seca e se acham mais ou menos dispersos sobre um solo, em geral, raso e pedregoso. Plantas xerófilas ocorrem ou não, de acordo com condições locais.	Mediterrânicos vermelho-pardos, litossolos, solos pedregosos, latossolos amarelos, áridos, grumossolos, salinos. Em geral, os solos são rasos e pedregosos.
Terras baixas costeiras do leste e sudeste	Vegetação arbustiva a arbórea muito densa, (jundu), manguezais e vegetação semelhante à floresta latifoliada tropical.	Sucessão regossolopodzol hidromórfico, gleis húmicos, solos orgânicos e aluviões.
Florestas tropicais do leste e do sul	Floresta latifoliada tropical no Planalto Atlântico do Brasil Sudeste e parte adjacente da bacia do Paraná.	Latossolos, podzólicos, vermelho-amarelos e os intergrades no Pantanal Atlântico; latossolos roxo argilosos a areno-argilosos profundo a porosos; podzólicos vermelho-amarelos distrófico na bacia do Paraná.
Planalto meridional subtropical	Mata de Araucária nas partes do relevo e floresta latifoliada nos vales dos grandes rios; grandes extensões de campos limpos, em alguns trechos.	Latossolos vermelho escuros argilosos sobre os basaltos, latossolos pardos, podzólicos vermelho-amarelos
Pantanal mato-grossense e região panteana	Complexo do Pantanal: reúne todos os tipos vegetais encontrados nas outras regiões. Entretanto, destacam-se áreas com predominância de paratudo (paratudais), palmeira canaodá (canandazais) e buriti (buritizais).	Prevê-se o domínio de solos hidromórficos, gleis orgânicos e aluviões, além dos grumossolos.

Tabela 1.3.5 - Regiões de vegetação e solos do Brasil.

a tectônica controlam as condições de ocorrência, movimento e qualidade das águas subterrâneas. Em seguida vem o fisiográfico, compreendendo o clima, a morfologia, a hidrografia, os solos e a vegetação, os quais podem operar mudanças radicais nas condições da água do subsolo, favorecendo ou não a produtividade hídrica de uma determinada região (Pessoa *et al*, 1980).

Uma rápida comparação entre as feições das figuras 1.3.5, Esboço Geológico do Brasil, e 1.3.11, Províncias Hidrogeológicas do Brasil, demonstra claramente a semelhança entre as duas figuras, enfatizando o peso preponderante do fator geológico dentre os critérios para separação de Províncias. No entanto, observam-se no detalhe algumas divergências na configuração das Províncias, geralmente do tipo abrangente em áreas maiores, o qual é consequência do fator fisiográfico, considerado preponderante.

Vale salientar que a divisão de províncias hidrogeológicas é dinâmica, ou seja, à medida que surgem novas informações relevantes, uma determinada província poderá ser sujeita a modificação ou subdivisão.

Atualmente, o Serviço Geológico do Brasil - CPRM está elaborando o Mapa Hidrogeológico do Brasil ao Milionésimo em ambiente SIG, previsto para ser lançado em 2010. Em sua primeira fase, foi estruturada a base geológica, cujos resultados permitiram o lançamento, em 2006, do **Mapa de Domínios e Subdomínios**

**Hidrogeológicos do Brasil** na escala 1:2.500.000. O conceito de Domínio Hidrogeológico, tal como utilizado no mapa, foi definido como representativo de um conjunto de unidades geológicas com similaridades hidrogeológicas, tendo como base, principalmente, as características litológicas das rochas. Com base neste critério e utilizando as informações da Carta Geológica do Brasil ao Milionésimo (CPRM, 2004), o território brasileiro foi dividido em sete grandes Domínios Hidrogeológicos, conforme ilustrado na figura 1.3.12.

Nos Estados Unidos da América, onde historicamente se desenvolveu o conceito de Província Hidrogeológica, e que em termos de extensão continental e complexidade geológica se assemelha com o Brasil, foram criadas originalmente 21 províncias sob a orientação do hidrogeólogo-mor Oscar E. Meinzer (1923).

Posteriormente, este número foi reduzido a 10, após consolidação e reagrupamento efetuado por Thomas (1952) (*in*: Bouwer, 1978). A título de comparação, no Brasil estabeleceu-se, por coincidência, também 10 províncias hidrogeológicas, além de 15 subprovíncias (figura 1.3.11).

Na elaboração dos mapas hidrogeológicos do Brasil, 1/2.500.000 e 1/5.000.000, a adoção das províncias hidrogeológicas do país mostrou-se de grande utilidade, possibilitando, de modo efetivo, a descrição e análise das unidades e sistemas hidrogeológicos existentes. Contribuiu, também, para facilitar a leitura do mapa, ao permitir um melhor intercâmbio de informações entre legenda e a apresentação cartográfica e vice-versa.



Figura 1.3.11 - Províncias Hidrogeológicas do Brasil (modificado de BRASIL. DNPM/CPRM, 1981).

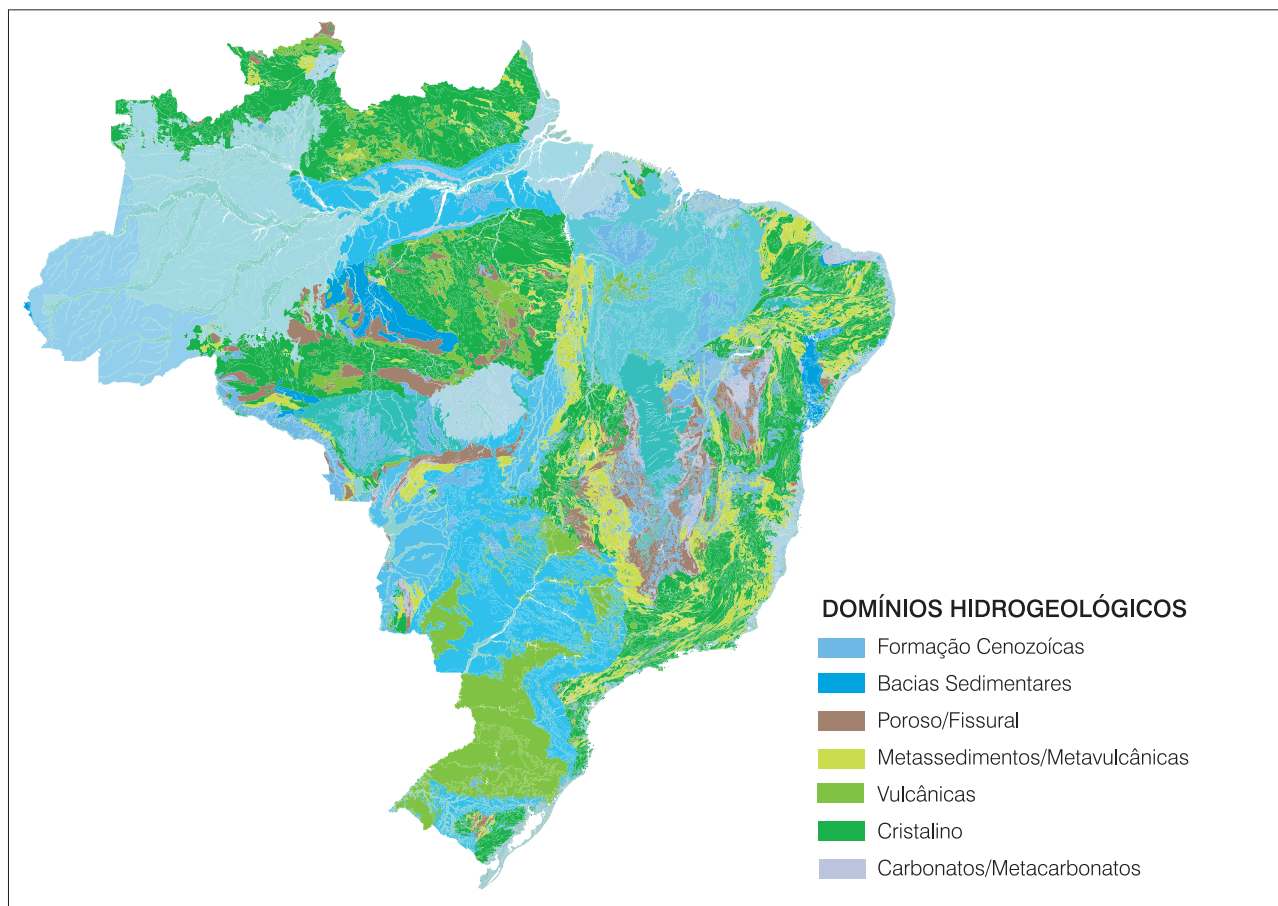


Figura 1.3.12 - Domínios Hidrogeológicos do Brasil (adaptado de CPRM, 2007).

A descrição sumária, a seguir, sobre as condições de água subterrânea nas diversas províncias hidrogeológicas do Brasil, mostra, em linhas gerais, as principais unidades e/ou sistemas hidrogeológicos de cada província, de acordo com suas características lito-estratigráficas e potencial hidrogeológico.

### Província Escudo Setentrional

Os melhores aquíferos localizam-se nas áreas de ocorrência das areias e arenitos finos, médios e grosseiros, que constituem as aluviões (Q) e a cobertura do Cenozóico (Qbv = Boa Vista), Mesozóica (JKt = Tacatu) e Proterozóico Superior (p€ro = Roraima; p€bf = Beneficente).

Nas rochas cristalinas do Embasamento (p€), os aquíferos limitam-se às zonas fraturadas, eventualmente ampliadas por material argilo-arenoso do manto de intemperismo.

Cabe enfatizar que estas estimativas representam avaliações qualitativas, baseadas, principalmente, nas características litológicas e fisiográficas da província, haja vista a escassez de dados hidrogeológicos nessa região. Apenas sobre os aquíferos Boa Vista e Aluviões dispõe-se de algumas informações de poços.

### Província Amazonas

As escassas informações hidrogeológicas restringem-se aos aquíferos dos depósitos arenosos do Cenozóico (TQs = Solimões; TQac = Alter do Chão), que apresentam bons índices de produtividade de aquífero em diversas áreas (Belém, Ilha de Marajó, Santarém e Manaus). A captação é efetuada tanto por poços tubulares (com profundidades de 60 a 250 m), como por sistemas de ponteiros e poços amazonas. As vazões são extremamente variáveis, com valores de 30 a 200 m<sup>3</sup>/h. Dos outros sistemas aquíferos (Qa = Aluviões; Km = Moa; Ct = Tapajós; SDu = Urupadi) existem apenas informações esporádicas quanto aos seus comportamentos hidrogeológicos. As águas apresentam-se, geralmente, com teores de sais muito baixos. Entretanto, muitas requerem correções devido à sua acidez e altos teores de ferro, antes de serem utilizadas nos sistemas de abastecimento d'água.

Os poços para abastecimento de diversas localidades em Manaus captam apenas os aquíferos de menor profundidade. A base desses poços, a cerca de 200 m, é, geralmente, constituída de camadas com predominância de calcário (Formação Nova Olinda). As vazões de poços não vão além de algumas dezenas de m<sup>3</sup>/h. De acordo com os dados do poço

exploratório da Petrobras (Mn-st-01-AZ), perto de Manaus, que atravessou uma espessura total de 1.500 metros de sedimentos, sem, contudo, atingir o embasamento pré-cambriano, existem formações à grande profundidade (Prosperança e Trombetas) com certas possibilidades hidrogeológicas. A verificação do potencial explorável destas e, eventualmente, de outras unidades mais superiores existentes no pacote sedimentar, somente poderá ser analisada com base na comparação entre os custos de captação de água subterrânea – utilizando-se diversas hipóteses, das mais pessimistas às mais otimistas – e os custos da água de origem superficial. Seria uma obra tipicamente para o Governo, em face dos elevados investimentos necessários e da incerteza quanto ao sucesso da pesquisa, porém com a perspectiva de benefícios no campo social e de saúde para a região Manaus.

Vale observar que no Estado do Amazonas, cuja quase totalidade territorial está inserida na Província Amazonas, o manancial subterrâneo, em virtude do fator qualidade, desempenha papel fundamental no suprimento d'água, apesar da abundância das águas de superfície. Em meados dos anos 1990, das 58 localidades atendidas pela Cosama - Companhia de Saneamento do Amazonas, 28, ou seja, 48% do total, eram abastecidas através de água subterrânea. Em termos volumétricos, a contribuição era de 608,5 L/s (52%) na produção total. Para a capital Manaus, a participação de água subterrânea no abastecimento público era de 1.711 L/s (32,9%) na produção total. Atualmente a participação da água subterrânea no abastecimento é, ainda, maior.

### Província Escudo Central

Em face da ausência quase total de informações hidrogeológicas, estima-se que os aquíferos mais promissores correspondem aos arenitos proterozóicos (p€bf = Beneficente; p€pn = Pacaás Novas). As rochas fraturadas do embasamento (p€) devem apresentar, também, razoáveis possibilidades hídricas, devido aos altos índices pluviométricos da área. Os outros sistemas aquíferos (Qa = Aluviões antigas; Aça = sedimentos colúvio-aluviais; SDab = Água Bonita; p€gt = Gorotire; p€pb = Pimenta Buena e p€rf = Rio Fresco) foram classificados como pequenos quanto à sua importância hidrogeológica representativa, tendo em vista a litologia com predominância de folhelhos e/ou siltitos sobre areias e/ou arenitos, ou devido às áreas de ocorrência muito restritas.

No Estado do Pará, com extensão territorial substancial inserida nas rochas fraturadas do embasamento da Província Escudo Central, constata-se que o sistema do aquífero fraturado é capaz de atender às demandas hídricas das pequenas comunidades, e de forma economicamente compatível com as disponibilidades financeiras dos municípios

de pequeno e médio porte (Marques & Araújo, 1994). O mesmo ocorre nos Estados de Mato Grosso e Rondônia, onde as expressões territoriais dentro da mesma província são igualmente grandes.

Em Redenção, cidade no sul do Pará, a prospecção hidrogeológica, com apoio de trabalhos de geofísica (eletroresistividade), indicou algumas estruturas favoráveis no substrato granítico da área. Dois poços testes de 60 metros de profundidade obtiveram vazões de 30 m<sup>3</sup>/h e 40 m<sup>3</sup>/h, respectivamente, ou seja, três a quatro vezes superior à média esperada para este ambiente geológico (Araújo, *et al.*, 1994).

### Província Parnaíba

A bacia sedimentar do Parnaíba (também chamada do Meio-Norte) abrange uma superfície de 600.000 km<sup>2</sup> e representa a principal Província Hidrogeológica na região do Nordeste brasileiro. São os seguintes fatores geológicos que, em conjunto, condicionam a hidrogeologia da área:

- a forma da bacia quase circular;
- os falhamentos da borda oeste;
- os mergulhos das camadas geológicas dirigidas para o interior da bacia;
- os respectivos eixos de maior subsidência das unidades Serra Grande e Cabeças;
- as intrusões de diabásio.

As formações geológicas apresentam-se conforme uma série alternada de camadas permeáveis e menos permeáveis, dando origem a três sistemas aquíferos de extensão regional, em condições hidráulicas livres e confinadas (às vezes surgentes).

Os principais sistemas aquíferos, ordenados conforme sua importância de produção, são: 1) Cabeças (Dc), 2) Serra Grande (SDsg) e 3) Poti-Piauí (Cpi). Outros aquíferos menos produtivos correspondem às Formações Motuca (PTRm), Corda (Jc) e Itapecuru (Ki). Os três principais sistemas aquíferos possuem, em geral, águas de boa qualidade química, havendo, porém, riscos de salinidade para o interior da bacia.

Os aquíferos principais, Cabeças e Serra Grande, poderão ser captados através de poços com profundidades de até 400 e 700 m, respectivamente, nas áreas rebaixadas dos vales e nas zonas de ocorrência das formações impermeáveis confinantes, principalmente no Estado do Piauí. As vazões de exploração dos poços perfurados podem variar de algumas dezenas até várias centenas de m<sup>3</sup>/h.

No Estado do Piauí, que se insere em sua quase totalidade (90% da área) na Província Parnaíba, os principais sistemas aquíferos, Cabeças, Serra Grande e Poti-Piauí, além de outros de menor porte, vêm sendo aproveitados intensivamente para o abastecimento público. Muitas indústrias e particulares também



utilizam o manancial subterrâneo para suprir suas necessidades de água. No Vale do Gurguéia, sul do Piauí, o Projeto de Irrigação do DNOCS explora os aquíferos profundos (Cabeças e Serra Grande) para a agricultura irrigada. Feitosa *et al.* (1990) analisando as baterias de poços existentes no Vale do Gurguéia, PI, propuseram a exploração de uma descarga global de 3.577 m<sup>3</sup>/h, capaz de irrigar uma área de 850,0 ha distribuída, em módulos, ao longo de 100 km. Acrescentaram, ainda, que essa descarga podia ser considerada como sustentável.

O Estado do Maranhão é parte integrante da bacia do Meio-Norte que conta com uma espessura total superior a 2.000 metros. Levando em consideração o relevo da região maranhense, marcado por topografias elevadas, torna-se problemática a captação dos principais sistemas aquíferos (Cabeças, Serra Grande e Poti-Piauí), devido aos níveis d'água profundos. Aqui podem ser considerados, para efeito de perfurações para água, os seguintes aquíferos: Corda-Motuca (Jc, PTRm), Codó (Kco), parcialmente, e Itapecuru (Ki). Os poços perfurados nestes aquíferos apresentam profundidades variando de 100 a 400 metros, produzindo vazões de algumas até várias dezenas de m<sup>3</sup>/h (média em torno de 20 m<sup>3</sup>/h). As águas são geralmente de boa qualidade química, com exceção das do aquífero Codó, que se apresentam, muitas vezes, com altos índices de dureza.

## Província São Francisco

Predominam os aquíferos restritos às zonas fraturadas em quartzitos, metagrauvascas, metaconglomerados, calcários e dolomitos, de idade proterozóica superior (p $\epsilon$ c $\rho$  = Chapada Diamantina e p $\epsilon$ b = Bambuí). Os aquíferos tornam-se mais amplos quando ocorrem associados com rochas porosas do manto de intemperismo ou, no caso dos calcários ou dolomitos, onde a dissolução cárstica atuou amplamente. Poços tubulares de 60 a 200 metros de profundidade fornecem vazões da ordem de 10 m<sup>3</sup>/h.

Outro sistema aquífero é encontrado nas coberturas de extensão regional formadas por sedimentos mesozóicos, Ku = Urucuia (+ Areado + Mata da Corda), que consistem de arenitos predominantes sobre argilitos e conglomerados. O conhecimento deste sistema aquífero, ainda, é muito pequeno e, durante muito tempo, baseado nas condições morfológicas (tabuleiro elevado) e litológicas (arenitos finos com intercalações de argilas e conglomerados), apontou para uma restrição do potencial hidrogeológico. Entretanto, hoje, já se tem conhecimento de espessuras muito maiores que as presumidas inicialmente e existem poços com elevadas vazões, sendo utilizados para irrigação. Este fato é bastante preocupante, pois este aquífero ocupa uma função reguladora bastante importante para o escoamento do trecho médio do rio São Francisco.

Sedimentos aluviais (Q, Qa) e colúvio-aluviais (Qca), compostos por arenitos finos, areias e cascalhos, proporcionam bons ou razoáveis aquíferos. Coberturas terciário-quaternários (TQdl) de areias e areias argilosas formam aquíferos locais, restritos.

No Estado da Bahia encontra-se a maior parte da Província São Francisco. Os domínios hidrogeológicos de destaque são: 1) domínio dos Calcários e 2) domínio dos Quartzitos. No domínio dos Calcários, o aquífero p $\epsilon$ b-Bambuí tem sua maior representação territorial na região da Chapada de Irecê. Atualmente, já existem mais de 2.000 poços tubulares para abastecimento de localidades e utilização em pequenos projetos de irrigação. No domínio dos quartzitos o aquífero p $\epsilon$ c $\rho$ -Chapada Diamantina, com maior expressão areal na região homônima, o aproveitamento das águas subterrâneas através de perfurações de poços também já é bastante avançado.

Apresentam-se como exemplo na tabela 1.3.6 algumas características médias sobre os principais aquíferos da província na Bahia (Cunha, *et al.*, 1986), com base nos dados de poços cadastrados na CERB - Companhia de Engenharia Rural da Bahia, naquela época.

Aquífero	Nº poços	Prof. média (m)	Vazão média (m <sup>3</sup> /h)	TDS-médio (mg/L)
p $\epsilon$ b-Bambuí	1280	88	9,8	250 - 1000
p $\epsilon$ c $\rho$ -Chapada Diamantina	215	74	8,9	250 - 1000

**Tabela 1.3.6** - Poços perfurados na Província São Francisco - Estado da Bahia (adaptado de Cunha *et al.*, 1986).

## Província Escudo Oriental

Consta de duas subprovíncias (Nordeste e Sudeste), onde predominam rochas cristalinas (gnaiesses, xistos, migmatitos, granitos, quartzitos, entre outras), sendo o meio aquífero representado pelas fissuras e diáclases interconectadas resultantes dos esforços tectônicos sofridos. Apresenta, em geral, potencial hidrogeológico muito fraco (Nordeste) ou fraco a médio (Sudeste). No Nordeste, o reduzido potencial hidrogeológico está relacionado às condições deficientes de circulação das águas subterrâneas, as quais, aliadas às condições de clima semi-árido, resultam nas taxas excessivas de salinidade dessas águas. No Sudeste, as condições climáticas propiciam um manto de alteração que pode atingir várias dezenas de metros de espessura, favorecendo melhores condições hídricas subterrâneas, tanto no aspecto quantitativo como qualitativo. Enquanto os poços no Sudeste apresentam vazões médias da ordem de 10 m<sup>3</sup>/h, com águas de boa qualidade química, no Nordeste as vazões têm valores médios entre 1 e 3 m<sup>3</sup>/h e as suas águas são, em geral, salinizadas (índices de STD – Sólidos Totais Dissolvidos – variando entre 1.000 e 35.000 mg/L), tornando-as, na maioria das vezes, inadequadas para

o consumo humano (ver distribuição da qualidade da água do semi-árido no capítulo 4.5, figuras 4.5.14 e 4.5.15). Dependendo, entretanto, de critérios de locação tecnicamente consistentes, que levam em conta os aspectos influentes ligados aos esforços tectônicos (tipo e distribuição dos fraturamentos) e os condicionamentos morfológico, hidrológico e litológico, poderá ser aumentada a probabilidade de obtenção de vazões razoáveis e de águas de potabilidade adequada, capazes de atender às necessidades do uso doméstico e do abastecimento de pequenas comunidades. O limite econômico de perfuração no Sudeste situa-se em torno de 120 metros de profundidade, enquanto no Nordeste o mesmo é de aproximadamente 60 metros.

### Província Paraná

Situada na parte meridional do país e correspondendo à bacia sedimentar do Paraná, esta província inclui-se entre as áreas de melhor produtividade de aquífero. Sedimentos, em geral, clásticos e intrusões e derrames básicos preenchem a bacia, atingindo uma espessura máxima de 7.800 metros. O aquífero mais importante é o Botucatu (TRKb), que representa cerca de 80% do potencial hidrogeológico da província, contribuindo em grande parte para o abastecimento de diversas áreas. É constituído por espessa seqüência sedimentar de idade mesozóica, reunindo diversas unidades litoestratigráficas: Formações Botucatu, Pirambóia, Rio do Rastro e correlatos. Em segundo lugar, destaca-se o aquífero Serra Geral (JKsg), comportando-se como fissurado, além do aquífero Bauru (Kb) que engloba as Formações Bauru e Caiuá. Os aquíferos de menor importância e que correspondem a clásticos de idade paleozóica, são: Furnas (Df), Ponta Grossa (Dpg) e Aquidauana (PCa). Citam-se, na tabela 1.3.7, os resultados, em termos médios, dos poços perfurados nos principais aquíferos. São dados referentes ao Estado de São Paulo, considerados representativos para o âmbito da província.

Considerando as diferentes extensões dos diversos aquíferos nos territórios dos Estados que juntos compõem a Província Paraná, há também variações do maior número de poços tubulares em determinado aquífero de um Estado para outro. No Estado de São Paulo, por exemplo, o maior número de poços situa-se no Kb-Bauru-Caiuá. Já nos Estados de Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul, o maior número de poços está relacionado ao aquífero JKsg-Serra Geral (basaltos).

Apresentam-se na tabela 1.3.8, as características médias dos poços que, em maior número comparativamente ao total, exploram o aquífero JKsg-Serra Geral, nos Estados do Paraná, Santa Catarina e Rio Grande Sul. Com relação à exploração dos diversos aquíferos, cuja viabilidade técnica e econômica é intimamente ligada às condições estruturais e morfológicas da bacia, pode-se observar

Aquífero	Litologia	Prof. (m)	Vazão (m³/h)
Kb-Bauru	Arenitos calcíferos argilosos	100-200	8-30
Kb-Caiuá	Arenitos	50-100	30-100
TRKb-Botucatu TRKb-Botucatu	Arenitos(aflorantes) Arenitos(confinados)	200-1500	60-600
Pci-Itarere	Lamitos, bancos de arenitos	100-300	7-20
JKsg-Serra Geral	Basalto, diabásios	100-150	10-100

**Tabela 1.3.7** - Poços perfurados na Província do Paraná - Estado de São Paulo (adaptado de DAEE, 1990).

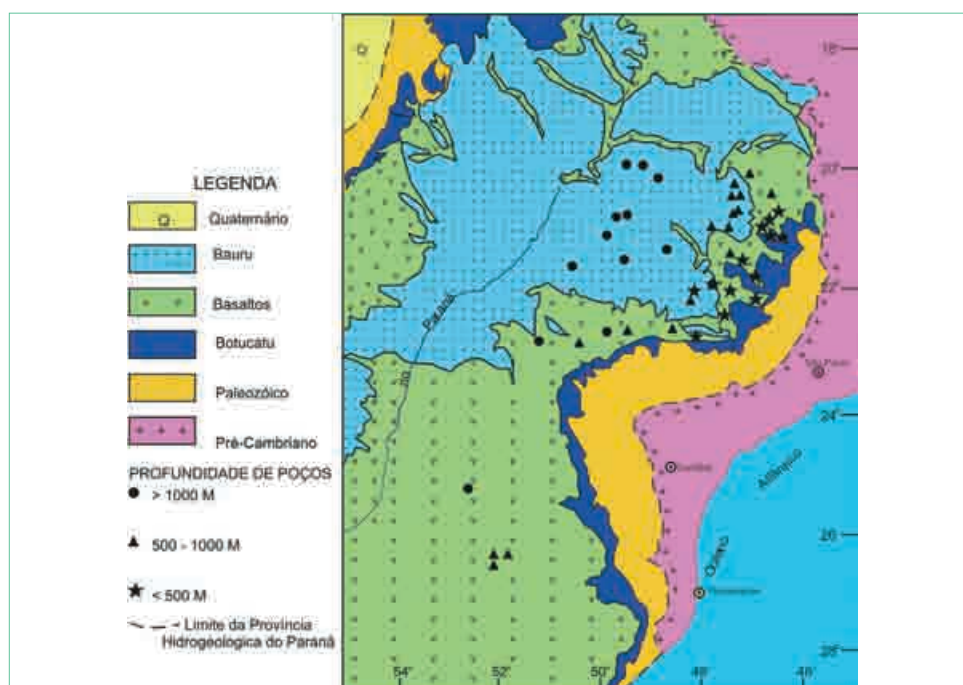
que a maioria dos poços comuns atinge profundidades moderadas, raramente ultrapassando a faixa de 400 metros. Entretanto, deve-se salientar a tendência de perfuração de poços profundos, na ordem de 1.000 a 2.000 metros, captando o sistema aquífero Botucatu para fins de abastecimento público, indústria e turismo (balneários). A figura 1.3.12 apresenta a distribuição dos poços tubulares no Botucatu, conforme sua profundidade, observando-se o aumento das profundidades dos poços em direção ao centro da bacia. No mesmo sentido, aumenta, também, a temperatura das águas.

Em virtude da importância hidrogeológica do aquífero Botucatu e seu caráter de aquífero transfronteiriço, que abrange partes dos países vizinhos, iniciou-se, em 1990, a elaboração do Projeto Aquífero Guarani, com a participação da Argentina, Brasil, Paraguai e Uruguai, além do GEF - Fundo para o Meio Ambiente Mundial, BIRD - Banco Internacional para a Reconstrução e o Desenvolvimento (integrante do Banco Mundial) e OEA - Organização dos Estados Americanos. Foi proposto, então, o nome Aquífero Guarani para ser utilizado em substituição às denominações aquíferas anteriores de Botucatu (Brasil), *Misiones* (Argentina e Paraguai) e *Tacuarembó* (Uruguai). O projeto tem como objetivos principais a proteção ambiental e o uso sustentável integrado do Aquífero Guarani, através de ações conjuntas dos quatro países e a participação ativa da sociedade.

A partir de 2005, depois de cumprir licitação internacional, o Projeto Aquífero Guarani iniciou seus estudos efetivos para serem executados num período de quatro anos, de acordo com as normas preestabelecidas, sob a supervisão dos órgãos financiadores internacionais (GEF e BIRD) e com a coordenação da OEA. A sede do Projeto localiza-se em Montevidéu. Os pontos principais de interesse do Projeto estão voltados para os seguintes pontos: áreas de recarga (entrada de fluxo); trajetórias subterrâneas (caminhos de fluxo); interconexões com

Estado	Aquífero	Nº Poços	Profundidade (m)	Vazão média (m³/h)
Paraná	JKsg-Serra Geral	1382	109,0	16,0
Santa Catarina	JKsg-Serra Geral	2000*	100,0	7,2
Rio Grande do Sul	JKsg-Serra Geral	1.592**	138,0	19,3
		2.129***	96,3	9,7

**Tabela 1.3.8** - Poços perfurados no aquífero Serra Geral nos Estados de Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul (adaptado de Sanepar - Saneamento do Estado do Paraná; (\*\*)Corsan - Companhia Riograndense de Saneamento; (\*\*\*)GOV.RS.- Programa de Açudes e Poços; (\*)CIDASC - Companhia de Integração de Desenvolvimento Agrícola de Santa Catarina).



**Figura 1.3.13** - Distribuição dos poços de água do Botucatu (modificado de BRASIL. DNPM/CPRM, 1981).

as formações sobrepostas (intercambio de fluxo); áreas de exutórios (saídas de fluxo); hidroquímica geral e específica; caráter isotópico das águas; hidrotermalismo; locais de uso intensivo; áreas de interferência acentuadas; áreas locais potenciais para aproveitamento; desenvolvimento de técnicas de sondagem e bombeamento; banco de dados e sistema de informações hidrogeológicas digital e georreferenciado; modelos conceituais e matemáticos; critérios para gerenciamento do aquífero; proteção ambiental e uso sustentável integrado do aquífero; e enfim, envolvimento ativo da sociedade dos países participantes.

É de se esperar que ao término do projeto, que ocorrerá este ano (2008) haja um incremento significativo de novas informações hidrogeológicas sobre o sistema aquífero Guarani, que possa servir de base para um gerenciamento efetivo de uso sustentável, integrado e participativo do aquífero em benefício às populações da Argentina, Brasil, Paraguai e Uruguai.

### Província Escudo Meridional

Situada no extremo sul do país, esta província caracteriza-se por aquíferos restritos às zonas fraturadas das rochas cristalinas, do Arqueano ao Proterozóico Superior (p€). Os altos índices pluviométricos asseguram a perenização dos rios e contribuem para a recarga dos aquíferos cujas reservas são, em parte, restituídas à rede hidrográfica. Os poços perfurados têm uma profundidade média em torno de 73 m e uma vazão situada no intervalo de 1 a 36 m³/h, com uma média de 4,9 m³/h, o que é característica do tipo de aquífero explorado. O resíduo seco e a dureza, em geral, muito baixos (médias de 230 mg/L e 7 °F, respectivamente), indicam boa qualidade química das águas subterrâneas, podendo ser usadas para quaisquer finalidades, salvo pequenas restrições. Verificou-se a ocorrência de muitos poços secos neste domínio de aquífero, enquanto a água é frequentemente contaminada por ação antrópica.

## Província Centro-Oeste

Esta província compreende quatro subprovíncias: Ilha do Bananal, Alto Xingu, Chapada dos Parecis e Alto Paraguai, localizadas na região Centro-Oeste do país, no trecho onde se destaca uma cobertura fanerozóica pouco espessa. Apenas a subprovíncia Alto Paraguai dispõe de dados hidrogeológicos mais abundantes, os quais permitem localizar os aquíferos mais produtivos na cobertura cenozóica (A = Aluviões e Qa = Aluviões antigas). Os poços perfurados, num total de 29, indicam, em termos médios, um nível estático de 4,6 metros, capacidade específica de 2,8 m<sup>3</sup>/h/m e profundidade de 50 metros. Nas demais subprovíncias, estima-se, com base nas características litológicas dos terrenos, que os melhores aquíferos correspondem aos sedimentos paleo-mesozóicos (Pca = Aquidauana; Kpa = Parecis e TRKb = Botucatu) e Cenozóicos (Qa Aluviões antigas e Q = Aluviões). Poços tubulares no aquífero Parecis apresentam valores de capacidade específica entre 10 e 15 m<sup>3</sup>/h/m e atendem todo o sistema de abastecimento de Vilhena (RO).

## Província Costeira

Esta província corresponde à extensa faixa litorânea do país, estendendo-se desde o Amapá até o Rio Grande do Sul, sendo formada pelas seguintes 9 (nove) subprovíncias: Amapá; Barreirinhas e São Luís; Ceará e Piauí; Potiguar; Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte; Alagoas e Sergipe; Tucano - Recôncavo - Jatobá / Chapada do Araripe; Rio de Janeiro, Espírito Santo e Bahia; Rio Grande do Sul.

Em alguns trechos, a província apresenta-se com penetrações para o interior, como se observa nas áreas das subprovíncias Potiguar e Tucano-Recôncavo-Jatobá. Neste contexto, inclui-se aqui, também, a Chapada do Araripe. Os aquíferos mais promissores e bem distribuídos correspondem aos clásticos não consolidados a fracamente consolidados de idade cenozóica (Q = Aluviões; sedimentos fluviomarinhas e eólicos; TQb = Barreiras) que mostram, em geral, bons índices de produtividade média, sendo aproveitados em diversas áreas para o abastecimento populacional. O aquífero Barreiras (TQb), que ocupa maior área, apresenta-se com os seguintes resultados, em termos médios, para um total de 1.880 poços cadastrados: profundidade, 65 metros; nível estático, 13,8 metros; vazão, 8,7 m<sup>3</sup>/h e capacidade específica, 3,16 m<sup>3</sup>/h/m. Os clásticos médios e grosseiros, de idade principalmente mesozóica, que também se distinguem como aquíferos, em geral, com elevados índices de produtividade média, estão restritos a algumas subprovíncias. Os mais importantes são citados na tabela 1.3.9, juntamente com os valores médios dos resultados obtidos nos poços tubulares.

Muitos destes aquíferos desempenham papel importante para diversas regiões e estados do Brasil.

O aquífero Barreiras (TQb), além de ser amplamente captado, principalmente para atender aos pequenos consumos localizados ao longo de toda a faixa litorânea, representa recurso de destaque no Rio Grande do Norte. Em meados dos anos 90, do número total de 365 poços, operados pela CAERN - Companhia de Águas e Esgotos do Rio Grande do Norte, nas diversas partes do Estado, 198 poços (54%) encontravam-se no Barreiras, a maioria em suporte ao abastecimento da capital.

Nos Estados do Maranhão, Pará e Amapá, verifica-se que os aquíferos formados pelos depósitos terciários da Formação Alter do Chão, considerada equivalente à Formação Barreiras, também constituem importante recurso para o abastecimento geral, ao longo de toda a faixa litorânea (Bacia São Luís-Barreirinhas, área metropolitana de Belém, Marajó, dentre outras). Os poços, com exploração economicamente viável até a profundidade de 150 m, produzem vazões que variam de algumas a várias dezenas de m<sup>3</sup>/h, geralmente com água de boa qualidade, mas com valores de pH, quase sempre, inferiores a seis.

Na cidade de Mossoró, RN, o abastecimento público é feito exclusivamente por poços captando o aquífero confinado Açú (Ka). O manancial também é intensivamente utilizado na fruticultura industrializada na região. Em decorrência das captações intensas, verificam-se rebaixamentos substanciais dos níveis piezométricos em alguns pontos de maior extração d'água, no decorrer do tempo.

Na capital Recife, o aquífero Beberibe (Kbe) é intensivamente solicitado por cerca de 140 poços tubulares da Compesa - Companhia Pernambucana de Saneamento, em suporte ao abastecimento da cidade, principalmente em períodos de seca, como nos meados dos anos 90. Verificou-se aqui, também, rebaixamentos significativos dos níveis piezométricos nos pontos de maior extração concentrada pelos poços.

A Bacia Recôncavo-Tucano, no Estado da Bahia, do ponto de vista da importância hidrogeológica para exploração de água subterrânea, pode ser resumida à Formação São Sebastião, Grupo Ilhas e Formação Sergi. O São Sebastião é considerado um dos melhores aquíferos no estado, possui espessura variando de 100 a 3.000 m, com excelente qualidade química até cerca de 900 m. Fornece altas vazões aos poços, em torno de 200 m<sup>3</sup>/h (Camaçari, Pojuca, e no litoral). O grupo Ilhas possui espessura de 600 a 1.500 m, apresentando em sua porção média superior boas características aquíferas. Com afloramentos na porção centro ocidental da bacia, o aquífero está extensivamente presente em subsuperfície, produzindo água sob pressão, com artesianismo surgente e água de boa qualidade até profundidades de 800 m. A formação Sergi aflora, no interior da bacia, como faixas alongadas na direção Norte-Sul. Possui espessura variável entre 100 e 400 m no Recôncavo, sendo de menor possança em Tucano.

Subprovíncia	Aquífero	Nº poços	Profundidade (m)	Vazão média (m³/h)
Potiguar	Kj-Jandaíra (1)	71	143	11,7
	Ka-Açu (2)	15	700	100,0
PE-PB-RN	Kbe-Beberibe	254	143	52,0
Tucano - Recôncavo - Jatobá	Km-Marizal	104	110	15,1
	Kss-S. Sebastião	67	107	12,1
	SDt-Tacaratu	11	87	5,6
Chapada do Araripe	Kst-Missão Velha	42	123	121,0
	SDma-Mauriti	20	99	45,0

Obs: (1) A potabilidade permanente é, em média, medíocre, porém a água é amplamente utilizada na agricultura.  
(2) A qualidade química das águas é geralmente boa, exceto numa área no graben localizado no centro da bacia.

**Tabela 1.3.9** - Valores médios nos poços tubulares das subprovíncias Potiguar, Pernambuco / Paraíba / Rio Grande do Norte e Tucano / Recôncavo /Jatobá / Chapada do Araripe.

A Bacia de Jatobá, no Estado de Pernambuco, é um prolongamento da Bacia Recôncavo-Tucano. As formações Inajá e Tacaratu constituem os principais sistemas aquíferos da bacia. Os poços existentes no aquífero principal, Tacaratu, apresentam profundidades entre 50 e 250 m, com vazões de 5 a 30 m³/h e, em alguns casos (Município de Inajá), com vazões de exploração chegando até 90 m³/h.

A Bacia do Araripe (Vale do Cariri) está situada no alto Jaguaribe, no Estado do Ceará. O sistema aquífero de Araripe-Cariri está formado por um conjunto sedimentar cuja espessura total é da ordem de 1.000 m, composto da Chapada do Araripe, que é um alto morfológico planar sem nítida rede hidrográfica, e com altitude média de 750 m, tendo no seu lado norte, com um desnível de 300 m, uma planície representada pelo Vale do Cariri. O sistema Araripe-Cariri engloba três importantes aquíferos correspondentes às formações Mauriti, Missão Velha e Feira Nova. Na planície existem excelentes condições de exploração de água subterrânea, cujos poços com profundidades de 140 a 170 m e vazões de 60 até 100 m³/h, abastecem cidades importantes da área (Crato, Juazeiro do Norte e Barbalha).

## Referências

ALMEIDA, F. F. M. Províncias estruturais brasileiras. In: SIMPÓSIO DE GEOLOGIA DO NORDESTE, 8., 1977, Campina Grande. **Atas...** Campina Grande: SBG, 1977. p.363-391.

ARAUJO, P. P. *et al.* Prospecção hidrogeológica no núcleo de Redenção-PA. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 8., 1994, Recife. **Anais...** Recife: ABAS, 1994. p. 256-263.

AZEVEDO, A. de. **Brasil:** as terras e o homem. São Paulo: Nacional, 1972. v.1.

BOUWER, H. **Groundwater hydrology.** Tokyo: McGraw Hill, 1978. 480 p. (Water resources and environmental engineering).

BRASIL. Departamento Nacional da Produção Mineral. **Mapa Hidrogeológico do Brasil.** Relatório Final. Recife: DNPM/CPRM, 1981. v.1 e 2. Escala: 1:2.500.000

\_\_\_\_\_. **Mapa Hidrogeológico do Brasil.** Brasília: Ed. comemorativa, 1983. Escala 1:5.000.000.

CUNHA, J. E. M.; NEGRÃO, F. I.; SANTOS, P. R. P. Panorama atual das águas subterrâneas no Estado da Bahia. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 4., 1986, Brasília. **Anais...** Brasília: ABAS/DNAEE/DNPM, 1986. p. 80-95.

FEITOSA *et al.* **O aquífero Cabeças no Vale do Gurguéia:** atualização dos conhecimentos. Recife: Atepe/Labhid, 1990. 3 v. Convênio DNOCS/Atepe- Associação Tecnológica de Pernambuco/ Labhid- Laboratório de Hidrogeologia/CT/UFPE).

GUERRA, A. T. **Dicionário geológico-geomorfológico.** 4. ed. Rio de Janeiro: IBGE, 1972. 439 p. (Biblioteca Geográfica Brasileira. Série A, Publicação 21).

LEAL, O.; MENTE, A.; PESSOA, M. D. Contribuição do sistema de informações hidrogeológicas à elaboração do mapa hidrogeológico do Brasil, escala 1:2.500.000. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 1., Recife, 1980. **Anais...** Recife: ABAS/Núcleo Nordeste, 1989. p. 443-449.

MARQUES, V. J.; ARAUJO, P. P. Águas subterrâneas para consumo humano no Estado do Pará. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 8., 1994, Recife. **Anais...** Recife: ABAS, 1994. p. 87-92.

MENTE, A. et al. Mapa Hidrogeológico do Brasil na escala de 1:2.500.000: apresentação da versão preliminar. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 1., 1980, Recife. **Anais...** Recife: ABAS, 1980. p. 427-441.

MENTE, A.; MONT'ALVERNE, A. F. Mapa Hidrogeológico do Brasil na escala 1:2.500.000. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE HIDROLOGIA E RECURSOS HÍDRICOS, 4., 1982, Fortaleza. **Anais...**Fortaleza: ABRH, 1981. v.1, p. 597-610

PESSOA, M. D., MENTE, A., LEAL, O. Províncias hidrogeológicas adotados para o mapa hidrogeológico do Brasil na escala 1:2.500.000. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 1., **Anais...**Recife: ABAS/Núcleo Nordeste, 1980. p. 461-468.

SÃO PAULO. Conselho Estadual de Recursos Hídricos. **Plano Estadual de Recursos Hídricos:** Primeiro Plano do Estado de São Paulo, Síntese. São Paulo: DAEE, 1990. 120p.



## Cachoeira Primavera

(Foto: J. Geilson A. Demetrio, 2000)

Localizada na Chapada Diamantina, nas proximidades da sede municipal de Lençóis-BA. Cachoeira desenvolvida nos arenitos grosseiros e conglomeráticos da Formação Tombador.





# Água Subterrânea em Meios Porosos Homogêneos

Capítulo 2.1 - Ocorrência das Águas Subterrâneas

Capítulo 2.2 - Movimento das Águas Subterrâneas





Capítulo 2.1

OCORRÊNCIA DAS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS

João Manoel Filho

2.1.1 Introdução

Define-se como **água subterrânea** aquela que ocorre abaixo do nível de saturação ou nível freático, presente nas formações geológicas aflorantes e parcialmente saturadas, e nas formações geológicas profundas totalmente saturadas. O estudo da água subterrânea, além de tratar do fluxo em formações saturadas, inclui o movimento da água em meios não saturados nos quais a distribuição de umidade desempenha papel importante no ciclo hidrológico e em muitos processos geológicos.

Mais do que um recurso, a água subterrânea é uma característica essencial do ambiente natural. Ela é parte do ciclo hidrológico e, por esse motivo, a compreensão do seu papel nos estudos integrados com águas superficiais em bacias hidrográficas é fundamental. Nos processos geológicos, a água subterrânea exerce notável influência, dentre outros, nos problemas geotécnicos como estabilidade de taludes e subsidência de terras, na geração de terremotos, na migração e acumulação de petróleo, etc.

Este capítulo trata brevemente da origem e circulação da água subterrânea na atmosfera e na superfície da

terra, apresentando a equação do balanço hídrico, a distribuição vertical da água no subsolo e nos principais tipos de formações geológicas e introduzindo, por fim, o tema da água subterrânea nas zonas costeiras.

2.1.2 Origem e Circulação - Ciclo Hidrológico

Quase toda a água subterrânea existente na Terra<sup>(1)</sup> tem origem no **ciclo hidrológico**, isto é, no sistema pelo qual a natureza faz a água circular do oceano para a atmosfera e daí para os continentes, de onde retorna, superficial e subterraneamente, ao oceano (figura 2.1.1). Este ciclo é governado, no solo e subsolo, pela ação da gravidade, bem como pelo tipo e densidade da cobertura vegetal e, na atmosfera e superfícies líquidas (rios, lagos, mares e oceanos), pelos elementos e fatores climáticos, como por exemplo, temperatura do ar, ventos, umidade relativa do ar (função do déficit de pressão de vapor), insolação (função da radiação solar), que são os responsáveis pelos processos de circulação da água dos oceanos para a atmosfera, em uma dada latitude terrestre.

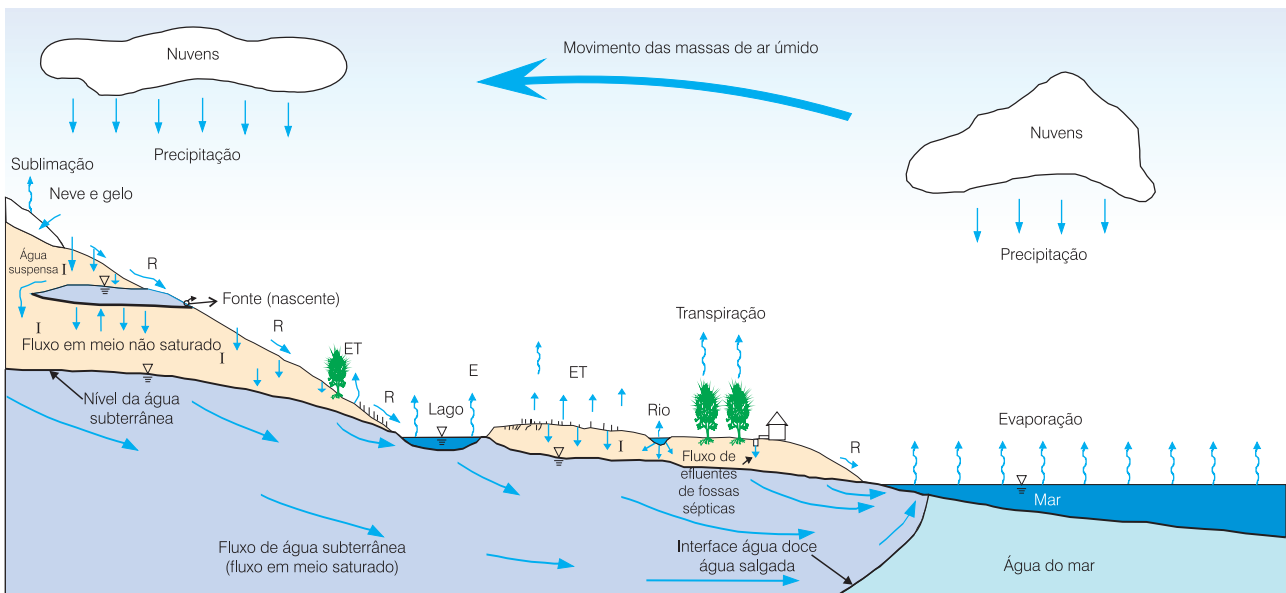
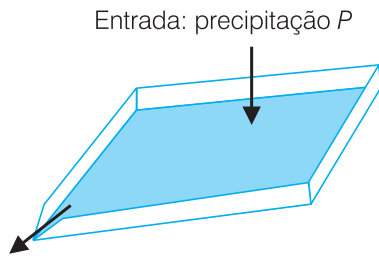


Figura 2.1.1 - Representação esquemática do ciclo hidrológico: E = evaporação; ET = evapotranspiração; I=infiltração; R = escoamento superficial (deflúvio) (modificado de Bear & Verruijt, 1987).

<sup>(1)</sup>Excetua-se as águas altamente mineralizadas, presas nos interstícios das rochas sedimentares por ocasião da sua formação, chamadas congênicas ou conatas e as novas águas, de origem magmática, vulcânica ou cósmica, adicionadas ao suprimento de água terrestre, denominadas juvenis (Todd, 1959).

### 2.1.3 Equação do Balanço Hídrico

A equação do balanço hídrico obedece ao princípio da conservação da massa ou princípio da continuidade, segundo o qual, em um sistema qualquer, a diferença entre as entradas e as saídas é igual à variação do armazenamento dentro do sistema. Considere, portanto, para ilustrar o referido balanço, o seguinte sistema hidrológico simplificado (figura 2.1.2): uma superfície plana, retangular, inclinada, totalmente impermeável e fechada lateralmente, com uma única saída.



Saída: deflúvio  $R$

**Figura 2.1.2** - Superfície plana, inclinada, totalmente limitada e impermeável, com uma única saída e representando o modelo de um sistema hidrológico simples (modificado de Viessman *et al.*, 1977).

Por hipótese, a superfície é um plano perfeito, não existem depressões nas quais a água possa ficar acumulada. Se for então aplicada uma chuva  $P$  ao sistema considerado, vai ocorrer um escoamento superficial direto ou deflúvio  $R$ , que poderá ser facilmente medido no ponto de saída. O balanço hídrico para este sistema pode ser representado pela seguinte equação diferencial:

$$P - R = \frac{dS}{dt} \quad (2.1.1)$$

onde,  $P$  é a precipitação (entrada) por unidade tempo,  $R$  é o deflúvio (saída) por unidade de tempo,  $dS/dt$  é a variação no armazenamento dentro do sistema por unidade de tempo.

Enquanto não ocorrer uma lâmina mínima acumulada na superfície, não haverá saída de fluxo, mas, à medida que a chuva for prosseguindo, a lâmina retida na superfície (detenção superficial) aumenta. Quando cessar a chuva (entrada), a água que existir como lâmina de detenção superficial vai escoar superficialmente pela saída. Para o sistema considerado, pode-se dizer que toda a água precipitada deverá escoar, supondo desprezível a pequena quantidade de água que ficará retida por forças elétricas à superfície e supondo, ainda, que não ocorre evaporação. Este exemplo elementar revela que qualquer sistema hidrológico pode ser descrito por um balanço hídrico que leve em conta as entradas e as variações no armazenamento ( $\Delta S$ ). Na prática, todavia, pensar que é simples a equação desse balanço pode ser um engano, pois nem sempre os seus termos podem ser facilmente ou adequadamente quantificados.

Em geral, para uma região, a equação básica do balanço hídrico pode ser escrita, considerando precipitação ( $P$ ), evapotranspiração real ( $ETR$ ), deflúvio ( $R$ ) e infiltração ( $I$ ), como:

$$P - ETR - R - I = \Delta S \quad (2.1.2)$$

A dificuldade na solução de problemas práticos decorre, principalmente, da incapacidade de se medir ou estimar com segurança os vários termos da equação (2.1.2). Para estudos locais, é quase sempre possível fazer estimativas confiáveis, porém, quantificações regionais são, geralmente, grosseiras. Em estudos regionais, a precipitação é medida por meio de **pluviômetros** (coletores que recebem água de chuva através de um cilindro receptor com uma boca horizontal de secção conhecida) espalhados em diversos pontos da área de interesse.

O escoamento superficial é medido em uma secção transversal do leito de um curso d'água, denominada de **posto fluviométrico**, usando medidores de velocidade (molinetes). O produto da velocidade média de fluxo pela área da secção transversal do leito, fornece a descarga do rio. Dispondo-se de um grande número de medidas de descarga, pode-se estabelecer a **curva chave** ou **curva de calibragem** do rio no local. Trata-se de uma curva que relaciona as descargas medidas com a altura do nível d'água em uma secção transversal. Portanto, depois de conhecida a curva chave ou curva de calibragem do rio numa determinada secção, a descarga do rio pode ser medida usando escalas ou réguas limnimétricas instaladas nesta secção.

A relação cota-descarga é estabelecida de forma aproximada pelo traçado da curva de calibragem. "As cotas podem ser muito diferentes das alturas verdadeiras em razão de defeitos de alinhamento ou de nivelamento entre lances de régua, de erros sistemáticos nas observações e de outras falhas que afetam as leituras de régua" (Jacon & Cudo, 1989). Em boas condições, pode-se dizer que essas medidas apresentam erro de 5%, porém, as grandes enchentes, causadoras de inundações, não podem ser medidas pelos métodos conhecidos, embora os seus dados sejam muito necessários.

A umidade do solo pode ser medida usando sondas de nêutrons e métodos gravimétricos, enquanto que a infiltração pode ser avaliada localmente por meio de infiltrômetros. As estimativas espaciais desses parâmetros (por exemplo, numa região), são geralmente muito grosseiras. No caso da água subterrânea, a extensão e a magnitude das taxas de fluxo são muito dependentes do conhecimento da geologia e se esse conhecimento não for profundo, as estimativas constituirão meras inferências. Finalmente, no atual estágio de desenvolvimento da ciência, a determinação das quantidades de água evaporadas e transpiradas numa região continua sendo muito difícil. A maioria das estimativas de evapotranspiração é feita usando tanques, balanços de energia, métodos de

transferência de massa e relações empíricas. Uma característica inerente aos parâmetros da equação do balanço hídrico, numa região ou bacia de drenagem, é a sua heterogeneidade.

**Exemplo 2.1.1** - Em um certo ano, a precipitação média numa bacia hidrográfica de 25.900 km<sup>2</sup>, foi de 508 mm. A descarga anual medida no rio que drena a bacia, foi de 170 m<sup>3</sup>/s. Estimar a evapotranspiração real da região durante o ano considerado.

Aplicando a equação do balanço hídrico:

$$P - ETR - R - I = \Delta S \quad (2.1.3)$$

Daí, o termo desconhecido **ETR**, expressa-se:

$$ETR = P - R - I - \Delta S \quad (2.1.4)$$

A equação (2.1.4), contendo 5 (cinco) variáveis, apresenta 3 (três) incógnitas e não pode ser solucionada sem informação adicional. Por isso, torna-se necessário adotar algumas hipóteses, desde que se julguem razoáveis. No caso, como se trata de uma grande bacia (milhares de km<sup>2</sup>), pode-se admitir que o divisor de águas superficiais coincide com o divisor de águas subterrâneas, de tal modo que nenhum fluxo subterrâneo tem origem, em profundidade, fora dos limites da área de drenagem superficial. Em outras palavras, admite-se que todo o escoamento superficial e todo o escoamento subterrâneo passam pela desembocadura ou limite inferior da bacia de drenagem. Quando a bacia é de extensão reduzida (menor do que 2.000 km<sup>2</sup>) e as formações geológicas são muito permeáveis, esta simplificação provavelmente não se justifica (Markova, 1970). Em zonas áridas, onde existem explorações de água subterrânea ( $\Delta S$  sempre negativo), essa hipótese certamente também não se justifica. A hidrologia não é uma ciência exata e a solução de problemas práticos quase sempre exige simplificações, desde que razoavelmente justificadas. No caso em estudo, usando as simplificações mencionadas, a equação (2.1.4) reduz-se a:

$$ETR = P - R$$

cuja solução é imediata, bastando transformar a descarga de m<sup>3</sup>/s para mm/ano, ou seja:

$$R = 170 \left( \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right) \times 3,15 \times 10^7 \left( \frac{\text{s}}{\text{ano}} \right) / 25,9 \times 10^3 (\text{km}^2) \times 10^6 \left( \frac{\text{m}^2}{\text{km}^2} \right)$$

$$R = 207 \text{ mm/ano}$$

Portanto,  $ETR = 508 - 207 = 301$  mm/ano

O valor estimado para a evapotranspiração real, embora possa ser considerado como uma aproximação grosseira, serve como cifra de orientação em estudos de planejamento de recursos hídricos regionais.

## Precipitação

Precipitação é a chegada da água meteórica em estado líquido ou sólido à superfície da terra. Nos países tropicais, a precipitação ocorre essencialmente em forma líquida. Trata-se de um dos componentes mais importantes do ciclo hidrológico, na medida em que constitui a matéria-prima das descargas dos rios e da recarga dos aquíferos.

Ao contrário de outras variáveis meteorológicas (ex: temperatura; umidade relativa; ventos etc), que podem ser medidas de forma contínua, a precipitação é um fenômeno de tipo descontínuo, que varia no espaço e

no tempo. Diversas condições são necessárias para que ocorra a precipitação: i) deve existir uma massa de ar à temperatura do ponto de orvalho; ii) a massa de ar deve sofrer condensação, passando à forma líquida ou sólida; iii) as gotas de água devem se aglutinar para formar gotas de chuva; iv) as gotas de chuva devem ser de tamanho suficiente para que, ao deixarem as nuvens, não sejam totalmente evaporadas antes de atingir a superfície do solo. De acordo com as condições meteorológicas que as originam, as precipitações podem ser de três tipos: convectivas, frontais ou ciclônicas e orográficas ou de relevo.

**Convectivas** - as chuvas são ditas convectivas quando geradas por um aquecimento das massas de ar nas proximidades da superfície do solo. Correspondem a aguaceiros locais, típicos do verão.

**Frontais ou Ciclônicas** - são produzidas pelo contato de superfícies com massas de ar chamadas **frentes** de temperatura e umidade diferentes.

**Orográficas** ou de **Relevo** - são originadas pelo resfriamento e condensação das massas de ar em ascensão nas encostas de regiões montanhosas.

Em geral, as precipitações nunca são de um só dos tipos descritos, mas resultam de uma combinação de todos esses tipos.

## Medida da Precipitação

A chuva é medida por aparelhos chamados **pluviômetros**. No Brasil, o modelo de pluviômetro de uso mais tradicional e generalizado é o pluviômetro Ville de Paris. Destina-se a captar e acumular a água da chuva para posterior medição com proveta graduada. Consiste de um aro circular de captação com área receptora de 400 cm<sup>2</sup>, dotado de um cone coletor que constitui a parte superior de um recipiente com capacidade de 5 litros (5.000 cm<sup>3</sup>), que representam 125 mm de altura de chuva captada. O corpo do aparelho é construído em chapa de aço inoxidável com 630 mm de comprimento. O aparelho é instalado a uma altura de 1,5 m acima do nível do solo. A capacidade da proveta de vidro pirex é de 25 mm de chuva, graduada a cada 0,2 mm de altura de precipitação. Os pluviômetros medem a chuva total precipitada durante um certo intervalo de tempo, anotado pelo observador.

Além dos pluviômetros, existem os **pluviógrafos** que permitem o registro gráfico, através de dispositivos mecânicos, da intensidade da chuva, ou seja, da sua distribuição no tempo. Com o avanço tecnológico dos últimos anos, existem hoje **pluviômetros eletrônicos** ou digitais, com sensores de chuva que armazenam os dados em memória não volátil e se comunicam com *notebooks* via interface USB. Podem, ainda, ser equipados com *modem* e transmissor e programados para que as informações medidas e arquivadas sejam transferidas automaticamente para uma unidade de coleta e processamento das informações.

### Chuva Média Sobre uma Bacia Hidrográfica

Em estudos de balanço hídrico (ex: diário; mensal; anual), é preciso avaliar a altura média de chuva precipitada sobre a área de drenagem. Os dados são, geralmente, medidos em uma rede de pluviômetros distribuídos pela bacia hidrográfica. Não é raro encontrar estações pluviométricas com registros incompletos, seja por ausência do observador ou por defeitos no aparelho. Quando isso acontece, é necessário completar a série de dados, estimando o valor ausente em uma determinada estação  $x$ , a partir dos valores registrados em 3 (três) estações vizinhas  $A$ ,  $B$  e  $C$ , nas quais se dispõe de séries completas. A precipitação  $P_x$ , na estação  $x$ , é dada pela média ponderada dos registros de chuva  $P_A$ ,  $P_B$  e  $P_C$ , medidos nas estações  $A$ ,  $B$  e  $C$ , respectivamente. Os pesos são representados pelas razões entre a chuva média (normal) anual  $N_x$ , na estação  $x$ , e as chuvas normais  $N_A$ ,  $N_B$  e  $N_C$ .

$$P_x = \frac{1}{3} \left[ \frac{N_x}{N_A} P_A + \frac{N_x}{N_B} P_B + \frac{N_x}{N_C} P_C \right] \quad (2.1.5)$$

sendo  $N$  a precipitação normal (média) anual.

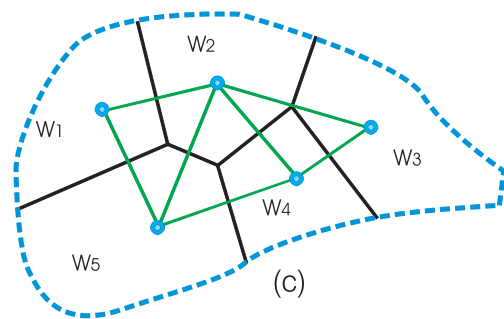
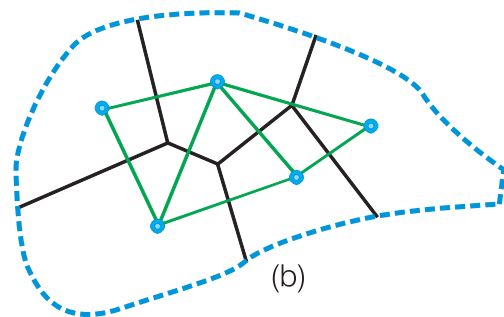
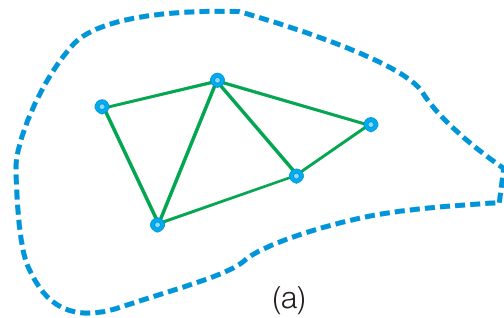
### Distribuição Espacial da Precipitação

A avaliação da lâmina média precipitada sobre uma bacia hidrográfica é procedimento corriqueiro no estudo do balanço hídrico. O método mais direto é o da **média aritmética** das alturas de chuva precipitadas nos postos pluviométricos existentes na região. A precisão desse método pode ser satisfatória se as estações pluviométricas forem uniformemente distribuídas na área considerada. Outros procedimentos comumente usados são o método de Thiessen e o método das isoietas.

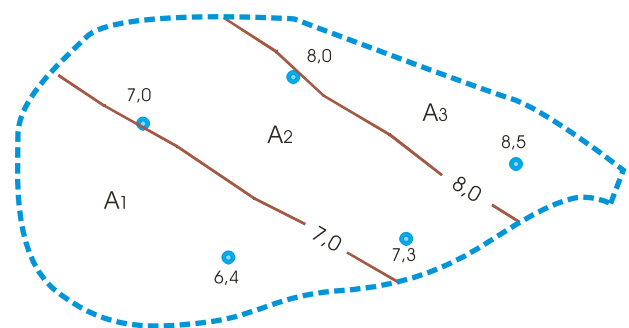
**Método de Thiessen** - o método consiste na construção de polígonos em duas etapas (figura 2.1.3): i) na primeira etapa, os pontos de medida de chuva são unidos por linhas retas, formando uma rede de triângulos; ii) em seguida, os lados dos triângulos são divididos ao meio e a eles são traçadas linhas perpendiculares, que se interceptam nos vértices dos polígonos de Thiessen. As áreas desses polígonos representam frações da área total e, portanto, são usadas como pesos na estimativa da chuva média, que é feita através da soma dos produtos da chuva  $P_i$  de cada posto, pelo seu respectivo peso  $W_i$ , ou seja:

$$P_m = \sum W_i P_i \quad (2.1.6)$$

**Método das Isoietas** - consiste no traçado de curvas de igual altura de precipitação, chamadas **isoietas**, obtidas por interpolação usando os valores das chuvas medidas em cada posto (figura 2.1.4).



**Figura 2.1.3** - Construção dos polígonos de Thiessen: (a) unir as estações pluviométricas formando uma rede de triângulos; (b) traçar perpendiculares ao meio dos lados dos triângulos e formar os polígonos de Thiessen; (c) planimetrar a área de cada polígono  $A_i$ , dividir pela área total  $A$ , e avaliar o peso  $W_i$ .



**Figura 2.1.4** - Mapa de isoietas com curvas eqüidistantes de 1 mm. Cada área  $A_i$ , entre isoietas é uma fração da área total  $A$  da bacia e representa um peso  $W_i$ .

A média espacial em cada área  $A_i$  é o valor médio entre as isoietas. Por exemplo, a precipitação média para a área  $A_i$  é igual 6,5 mm. Para toda a bacia, a média espacial é dada pela combinação linear expressa pela equação (2.1.6).

O método das isoietas é considerado como o mais preciso para estimar a chuva média numa área. Não obstante, além do que foi dito, a confiabilidade deste método exige experiência do analista, que deve levar em conta a topografia e outros fatores passíveis de condicionar a variabilidade espacial.

## Evapotranspiração Real

Evaporação ou vaporização é o processo pelo qual as moléculas de água, na superfície líquida ou na umidade do solo, adquirem suficiente energia, através da radiação solar, e passam do estado líquido para o de vapor. Transpiração é o processo pelo qual as plantas perdem água para a atmosfera. Na prática, as quantidades de água evaporadas, a partir do teor de umidade do solo, e transpiradas, no processo de desenvolvimento das plantas, são muito difíceis de medir separadamente, e por isso um valor máximo para essas perdas foi introduzido por Thornthwaite (1948), com o nome de **evapotranspiração potencial** (ETP). Este conceito representa, portanto, um limite superior para a **evapotranspiração real** (ETR) ou seja, para a quantidade de água que realmente volta à atmosfera por evaporação e transpiração. A evapotranspiração real (ETR) pode ser estimada a partir da diferença entre a precipitação (P) e a evapotranspiração potencial (ETP), do seguinte modo:

$$\text{se } P - ETP > 0 \Rightarrow ETR = ETP$$

$$\text{se } P - ETP < 0 \Rightarrow ETR = P$$

## Deflúvio (R)

Deflúvio, escoamento superficial ou *run-off* é o processo pelo qual a água de chuva, precipitada na superfície da Terra, flui, por ação da gravidade, das partes mais altas para as mais baixas, nos leitos dos rios e riachos. A magnitude desse escoamento superficial direto é função da intensidade da chuva, permeabilidade da superfície do terreno, duração da chuva, tipo de vegetação, área da bacia de drenagem (ou bacia hidrográfica), distribuição espacial da precipitação, geometria dos canais dos rios e riachos, profundidade do nível das águas subterrâneas e declividade da superfície do solo. Apesar dessa complexidade, é possível fazer previsões satisfatórias do deflúvio esperado para uma certa chuva. As relações entre chuva e deflúvio são estabelecidas através do estudo da **hidrografia**, que é um gráfico de variação da altura da superfície da água ou da vazão

(descarga) do rio, em uma dada seção transversal do mesmo. Bacia hidrográfica ou bacia de drenagem é uma área topograficamente definida que é drenada por uma rede de rios e/ou riachos, de tal modo que todo o deflúvio é escoado através de uma única saída.

A magnitude relativa dos vários componentes em que a chuva pode ser dividida depende das características (naturais e artificiais) da região onde ocorre a precipitação e das características da própria chuva. No início de uma chuva, uma grande quantidade da precipitação fica retida pela folhagem das árvores e da vegetação em geral, constituindo o que se conhece como **interceptação**. Essa água não atinge a superfície do solo e retorna à atmosfera por evaporação. Uma chuva de pequena intensidade e curta duração, por exemplo, pode ser totalmente consumida pela interceptação, pelo preenchimento de poças e depressões superficiais e, eventualmente, pela infiltração, se as condições do solo o permitirem.

Quando a interceptação e o armazenamento em depressões do terreno estão completos e a intensidade da chuva é maior do que a capacidade de infiltração do solo, inicia-se, então, o escoamento **superficial difuso**, com a formação de uma fina lâmina de água chamada **detenção superficial**. Quando o escoamento superficial difuso alcança os leitos dos rios e riachos, é chamado, simplesmente, **escoamento superficial**, ou seja, incorpora-se ao deflúvio.

## Infiltração

O conceito de infiltração foi introduzido no ciclo hidrológico por Horton (1933), que definiu a capacidade de infiltração potencial  $f_p$  como sendo a taxa máxima à qual um dado solo pode absorver a precipitação numa certa condição. Ele admitiu a hipótese de que a capacidade de infiltração seria exponencialmente decrescente com o tempo, de um valor máximo inicial até uma taxa constante. A taxa real de infiltração  $f_i$  é sempre menor do que  $f_p$  (exceto quando a intensidade da chuva  $i$  é igual ou maior do que  $f_p$ ) e também diminui exponencialmente com o tempo, à medida que o solo se torna saturado e as suas partículas argilosas incham.

A água infiltrada no solo pode ser dividida em três partes. A primeira, permanece na zona não saturada ou zona de **fluxo não saturado**, isto é, a zona onde os vazios do solo estão parcialmente preenchidos por água e ar, acima do nível freático. A segunda parte, denominada **interfluxo** (escoamento sub-superficial), pode continuar a fluir lateralmente, na zona não saturada, a pequenas profundidades, quando existem níveis pouco permeáveis imediatamente abaixo da superfície do solo e, nessas condições, alcançar os leitos dos cursos d'água. A terceira parte pode percolar até o nível freático, constituindo a **recarga** ou **recursos renováveis** dos aquíferos.

## 2.1.4 Distribuição Vertical da Água no Subsolo

Abaixo da superfície do terreno, a água contida no solo e nas formações geológicas é dividida ao longo da vertical, basicamente, em duas zonas horizontais, **zona saturada** e **zona não saturada**, de acordo com a proporção relativa do espaço poroso que é ocupado pela água (figura 2.1.5).

### Zona Saturada

Também chamada de zona de saturação, fica situada abaixo da superfície freática e nela todos os vazios existentes no terreno estão preenchidos com água. A superfície freática é definida como o lugar geométrico dos pontos em que a água se encontra submetida à pressão atmosférica. É uma superfície real na qual a pressão de referência é  $p = 0$ .

### Zona de Aeração ou Zona não Saturada

Também chamada de zona de aeração ou zona vadosa (= rasa), situa-se entre a superfície freática e a superfície do terreno e nela os poros estão parcialmente preenchidos por gases (principalmente ar e vapor d'água) e por água. De baixo para cima, essa zona divide-se em três partes (figura 2.1.5):

**Zona Capilar** - se estende da superfície freática até o limite de ascensão capilar da água. A sua espessura depende, principalmente, da distribuição de tamanho dos poros e da homogeneidade do terreno. Como a umidade decresce de baixo para cima, na parte inferior, próximo da superfície freática, os poros encontram-se praticamente saturados. Já nas partes mais superiores, somente os poros menores estão preenchidos com

água, de modo que o limite superior dessa zona tem uma forma irregular. Adota-se porém, o conceito de franja capilar como um limite abaixo do qual o solo é considerado praticamente saturado (cerca de 75%).

**Zona Intermediária** - compreendida entre o limite de ascensão capilar da água e o limite de alcance das raízes das plantas. A umidade existente nesta zona origina-se de água capilar isolada, fora do alcance das raízes, e água de retenção por forças não capilares

**Zona de Água do Solo** - chamada também de zona de evapotranspiração, fica situada entre os extremos radiculares da vegetação e a superfície do terreno. A sua espessura, portanto, pode variar de poucos centímetros, na ausência de cobertura vegetal, até vários metros, em regiões de vegetação abundante. Nesse domínio, as plantas utilizam, para as suas funções de transpiração e nutrição, água capilar isolada ou suspensa.

A quantidade total de água que pode ser extraída de uma amostra de solo em laboratório é o teor de umidade do solo. As forças que retêm essa água no solo, são de três tipos: forças de atração elétrica, forças capilares e força gravitacional.

A água retida por forças de atração elétrica existe sob duas formas (Castany, 1963): **água higroscópica**, que forma porções isoladas adsorvidas pelas superfícies dos grãos sólidos e só pode ser recuperada em forma de vapor, e **água pelicular**, que forma uma película ou filme sobre a superfície dos grãos sólidos e sobre a água higroscópica e que se desprende por centrifugação. Do ponto de vista hidrogeológico, esses tipos de água não apresentam maior interesse, porque não se movem sob a ação da gravidade e não podem ser extraídas por bombeamento. O mesmo acontece do ponto de vista agrônômico, uma vez que as forças atuantes sobre essas águas são superiores à força de sucção das raízes das plantas.

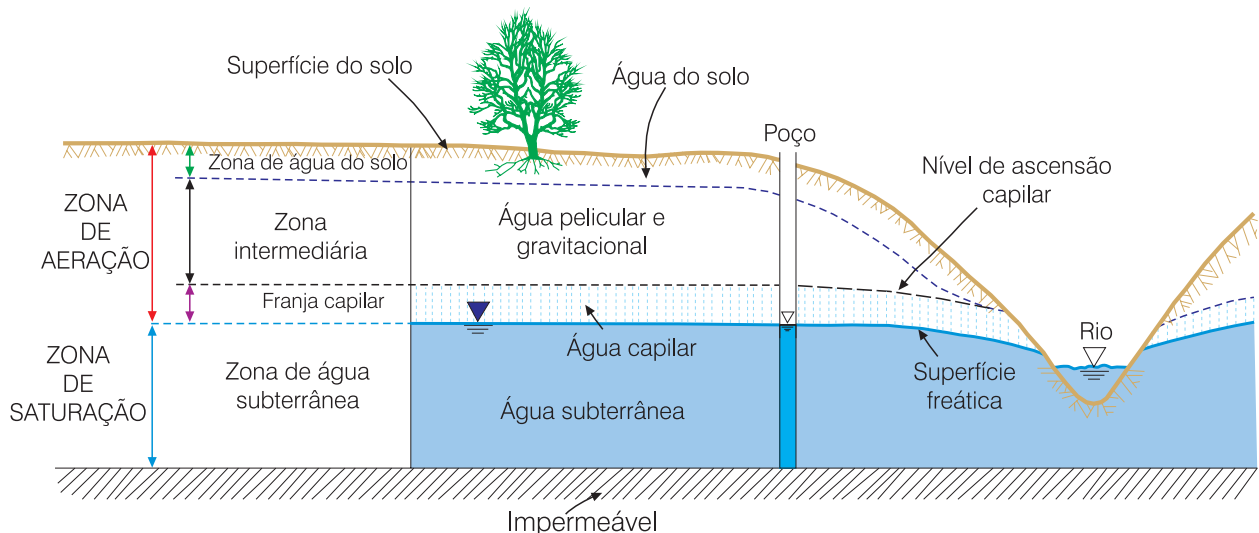


Figura 2.1.5 - Representação esquemática da distribuição vertical da água no solo e subsolo, mostrando as diversas zonas de umidade (modificado de Bear & Verruijt, 1987).



A água retida por forças capilares explica-se pelo fato de que no contato de dois fluidos não miscíveis, como a água e o ar, existe uma diferença de pressão na interface que os separa, produzida pela tensão interfacial ou tensão superficial atuante sobre as fases em contato. Esse fato, aliado à tendência de adesão das moléculas de água aos grãos sólidos, faz com que a água seja retida pelos finos canalículos cheios de ar existentes no solo. Daí porque as forças responsáveis por essa adesão são chamadas forças capilares. O diferencial de tensão entre as duas fases (ar e água) em contato  $P_a - P_w = P_c$  é chamado pressão capilar e a sua magnitude é uma medida da tendência de um meio poroso parcialmente saturado succionar a água repelindo o ar. Por isso, em física do solo, a pressão capilar é também chamada sucção ou tensão. A medida dessa tensão em um solo não saturado é feita através de um instrumento chamado tensiômetro (Richard & Gardner, 1936). O fenômeno da ascensão capilar pode ser ilustrado mergulhando-se em um recipiente com água, um tubo capilar de pequeno diâmetro ( $2r$ ) como mostrado na figura 2.1.6.

Com o ar à pressão atmosférica, a sucção  $-P_c$  produz uma ascensão da água no interior do tubo  $h_c$ . A magnitude da força  $f_1$  correspondente é dada pelo produto da pressão capilar pela área do tubo ( $-P_c \cdot \pi r^2$ ) que é igual a  $\gamma h_c \cdot \pi r^2$ , onde  $\gamma$  é o peso específico da água. Essa força  $f_1$  de sucção de baixo para cima é equilibrada pela força de tensão superficial  $\sigma L$ , ou melhor, pela componente vertical da força de tensão superficial,  $f_2 = \sigma L \cos \theta$  (dina), exercida de cima para baixo pela tensão superficial manifestada na zona de contato sólido-líquido, ou seja, sobre o comprimento da circunferência do tubo capilar onde se cria um menisco cujo ângulo de contato com a parede lateral do tubo capilar é igual a  $\theta$ . Do equilíbrio entre as forças  $f_1$  e  $f_2$  tem-se  $\pi r^2 \gamma h_c = 2\pi r \sigma \cos \theta$  e resulta a seguinte expressão para a altura de ascensão capilar:

$$h_c = \frac{2\sigma \cos \theta}{\gamma r} \tag{2.1.7}$$

Usando valores aproximados  $\sigma = 75$  dina/cm,  $\cos \theta \approx 1$  e  $\gamma = 0,981$  dina/cm<sup>3</sup> para a água a 20 °C em

um tubo de vidro, a equação (2.1.7) assume a forma simplificada (2.1.8) na qual os valores de  $r$  e  $h_c$  são medidos em centímetros (Davis & DeWiest, 1966):

$$h_c = \frac{0,153}{r} \tag{2.1.8}$$

Para um meio poroso, existem fórmulas que permitem estimar a altura de ascensão capilar em função do diâmetro efetivo dos grãos e da porosidade, como é o caso da expressão abaixo, proposta por Polubarinova-Kochina (1952):

$$h_c = \frac{0,45}{d_{10}} \frac{(1-\eta)}{\eta} \tag{2.1.9}$$

onde  $h_c$  e  $d_{10}$  são medidos em centímetros.

Valores da altura de ascensão capilar da água estimados pela equação (2.1.9), para materiais granulares de diversos diâmetros efetivos, supondo uma porosidade de 30% em todos eles, são mostrados na tabela 2.1.1 mostrada a seguir. Para fins comparativos, são também apresentados os valores calculados usando a equação (2.1.8), que expressa a subida da água em um tubo capilar de raio  $r$ , supondo  $r = d_{10}/2$ .

### Conceito de Franja Capilar

Conforme pode ser observado na tabela 2.1.1, a altura máxima  $h_c$  de ascensão capilar da água em um solo depende do diâmetro efetivo dos grãos, pois a distribuição granulométrica é um dos fatores responsáveis pela distribuição de tamanho dos poros. De fato, enquanto em um cascalho fino a ascensão capilar não passa de 1 centímetro, chega a atingir mais de 2 metros no silte. Por isso, em condições reais de campo, o limite superior da zona capilar pode ser bastante irregular. A figura 2.1.7 mostra como a verdadeira distribuição de umidade na zona de aeração, acima da superfície freática, é aproximada por uma função degrau, que recebe a denominação de **franja capilar**. Este conceito equivale a admitir (acima da superfície freática) a existência de uma **zona saturada** de espessura  $h_c$  e nenhuma umidade além da mesma.

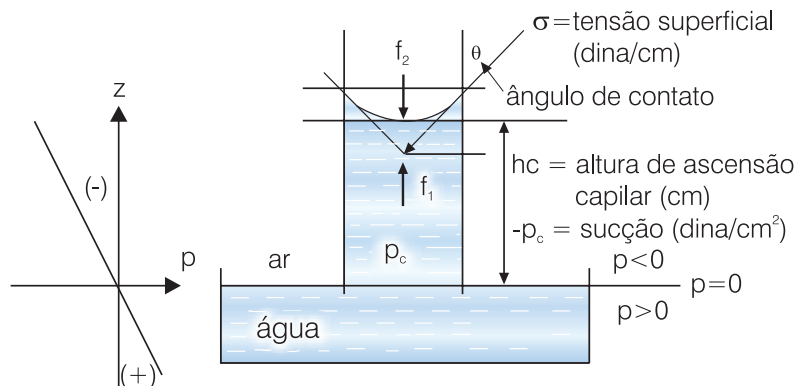
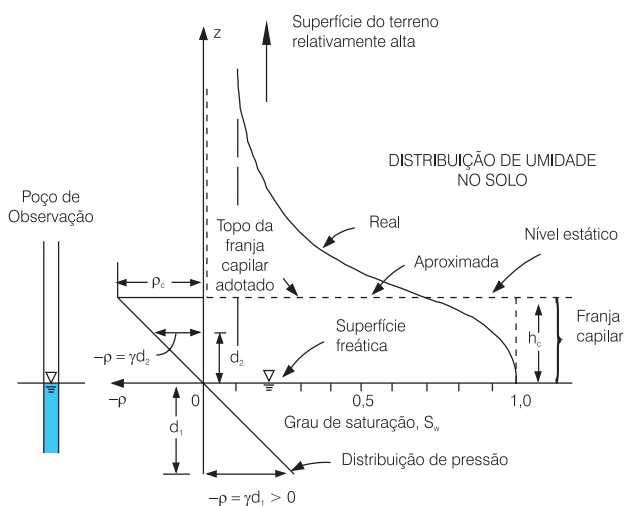


Figura 2.1.6 - Ascensão da água em um tubo capilar.

Material	Diâmetro efetivo (cm)	Altura de ascensão capilar (cm)	
		Equação (2.1.9)	Equação (2.1.8)
Cascalho fino	1	1	0,3
Areia grosseira	0,2	5	1,5
Areia média	0,05	21	6
Areia fina	0,025	42	12
Areia muito fina	0,010	105	31
Silte	0,005	210	31

**Tabela 2.1.1** - Comparação entre as alturas de ascensão capilar em meios porosos granulares de texturas diversas (para  $\eta = 0,3$ ) e em um tubo capilar de raio  $r=d_{10}/2$ .



**Figura 2.1.7** - Ilustração dos conceitos de superfície freática e franja capilar (modificado de Bear & Verruijt, 1987).

Para fluxo horizontal (hipótese de Dupuit), os níveis d'água em poços de observação que terminam abaixo da superfície freática, isto é, na zona de pressões positivas, representam pontos da superfície freática. Conhecendo-se um certo número desses pontos, é possível desenhar os contornos dessa superfície. Admite-se, portanto, que a franja capilar substitui a distribuição de umidade acima da superfície freática ou superfície de saturação das águas subterrâneas. Como a franja capilar é considerada saturada, a superfície de altura  $h_c$  que a delimita pode ser associada com o **nível freático** ou nível da água subterrânea. Mas, na maioria dos aquíferos, a espessura da franja capilar é muito pequena em relação à espessura saturada abaixo da superfície freática. Por isso, quase sempre se despreza a franja capilar.

### Distribuição Real da Carga de Pressão Capilar

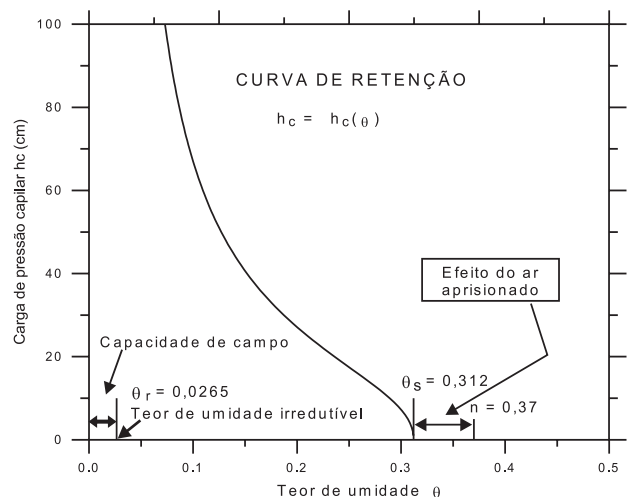
O teor de umidade abaixo da capacidade de campo representa água não utilizável pelas plantas e recebe a denominação agrônômica de **ponto de murchamento**.

Esse teor também é chamado de **teor de umidade irreduzível**  $\theta_r$ . O teor de umidade  $\theta$ , existente em um volume  $V$  de solo não saturado, é dado pela relação  $V_w/V$ , onde  $V_w$  é o volume de água. O grau de saturação  $S_w$  expressa-se pela relação  $V_w/V_v$ , onde  $V_v$  é o volume de vazios do solo. O teor de umidade representa a água existente no volume total de solo, enquanto que o grau de saturação representa a água existente no volume de vazios do solo, onde também existe ar. A porosidade  $\eta$  é dada pela relação  $V_v/V$  e, portanto,  $V_v = \eta V$ . Substituindo essa última expressão na relação que define o grau de saturação, conclui-se que o teor de umidade é dado pelo produto da porosidade pelo grau de saturação, isto é,  $\theta = \eta S_w$ . Portanto, teoricamente, na saturação natural da água ( $S_w = 1$ ) o teor de umidade  $\theta_s = \eta$ .

Estudos experimentais de filtração da água em colunas de areia parcialmente saturadas mostraram que, devido ao aprisionamento do ar, a saturação natural da água  $\theta_s$  é significativamente menor do que a porosidade  $\eta$  (figura 2.1.8). Os experimentos foram conduzidos usando areia aluvial grosseira com granulometria variando na faixa de 0,02 a 1 mm, porosidade de 37% e 50% do peso com diâmetro inferior a 0,3 mm (Touma & Vauclin, 1986).

Efetuada medições do teor de umidade ( $\theta$ ) e das cargas de pressão do ar e da água,  $h_a$  e  $h_w$ , respectivamente, Touma & Vauclin (*op. cit.*) comprovaram que a altura de ascensão capilar ou **carga de pressão capilar** ( $h_c = h_a - h_w$ ), é função do teor de umidade do solo e se ajusta muito bem à expressão analítica (2.1.10), estabelecida por Van Genuchten (1980).

$$\theta = \frac{\theta_s - \theta_r}{|1 + (\alpha h_c)^{\beta}|^y} + \theta_r \quad (2.1.10)$$



**Figura 2.1.8** - Distribuição da carga de pressão capilar em função do teor de umidade do solo (modificado de Touma & Vauclin, 1986).

## Zona de Saturação

Embora toda a água situada abaixo da superfície da Terra seja evidentemente subterrânea, na hidrogeologia a denominação **água subterrânea** é atribuída apenas à água que circula na zona saturada, isto é, na zona situada abaixo da superfície freática.

Conforme já visto no capítulo 1.2, denomina-se **aqüífero** a uma formação geológica que contém água e permite que quantidades significativas dessa água se movimentem no seu interior em condições naturais. As formações permeáveis, como as areias e os arenitos, são exemplos de aqüíferos. Já um **aqüicludo** é uma formação que pode conter água (até mesmo em quantidades significativas), mas é incapaz de transmiti-la em condições naturais. As formações impermeáveis, como as camadas de argila, são exemplos de aqüicludos. Um **aqüítardo** é uma camada ou formação semi-permeável, delimitada no topo e/ou na base por camadas de permeabilidade muito maior. O aqüítardo tem o comportamento de uma membrana semi-permeável através da qual pode ocorrer uma filtração vertical ou drenança. E, por fim, a denominação **aqüífero** aplica-se a uma formação impermeável que nem armazena nem transmite água.

### Parâmetros que Afetam o Armazenamento

**Porosidade** - o volume total  $V_T$  de um solo ou rocha consiste de um volume de material sólido  $V_s$  e de um volume de vazios  $V_v$ . Por definição, a porosidade, também chamada porosidade volumétrica ou porosidade total, se expressa por  $\eta = V_v/V_T$ . De acordo com os diferentes tipos de rochas e texturas de solos, existem dois tipos de porosidade: uma primária, condicionada pela existência de vazios inerentes à matriz da rocha ou solo; e uma secundária, produzida por fenômenos que posteriormente afetaram a rocha, como, por exemplo, dissolução e ou fraturas controladas por estruturas regionais.

Pode ocorrer que em determinado meio poroso existam poros não interconectados, isolados ou sem saída (*dead-end pores*) ou pontos estagnados (*stagnant pockets*), que, apesar de serem volumes vazios, não permitem a água fluir livremente. Todavia, não há como avaliar ou medir esses espaços, motivo pelo qual geralmente não são levados em conta.

**Porosidade Efetiva** - a água subterrânea que tem interesse para o homem é aquela que se pode obter através de nascentes ou bombeada de poços, isto é, a água que se movimenta sob a ação da gravidade. Define-se, então, a porosidade efetiva  $\eta_e$  ou produção específica  $S_y$ , como sendo a razão entre o volume de água liberado dos vazios pelas forças gravitacionais  $V_g$  e o volume total da rocha  $V_T$ , como mostrado na equação a seguir:

$$\eta_e = S_y = \frac{V_g}{V_T} \quad (2.1.11)$$

**Retenção Específica** - sabe-se que uma parte da água de saturação dos vazios fica retida na superfície dos grãos por forças de atração molecular, que são mais fortes do que a gravidade. É o que se chama de água de retenção ou retenção específica  $S_r$ . Portanto, a porosidade total é a soma da porosidade efetiva e da retenção específica, ou seja:

$$\eta = \eta_e + S_r \quad (2.1.12)$$

**Coefficiente de Armazenamento** - o conceito de coeficiente de armazenamento de um aqüífero se baseia nas forças de pressão que agem sobre o esqueleto sólido do meio poroso e sobre a água que preenche os vazios ou interstícios existentes entre os grãos. Trata-se de forças de tensão que atuam sobre a parte sólida (suposta elástica) e forças de compressão que atuam sobre a parte fluida (suposta compressível). A elasticidade volumétrica de aqüíferos é conhecida há muito tempo. Meinzer & Hard (1925), mostraram, a partir do estudo das relações entre os declínios de carga hidráulica e os volumes de água extraídos de aqüíferos confinados, que os mesmos são elásticos e compressíveis. São também consideradas evidências da compressibilidade e elasticidade dos aqüíferos, as variações de nível d'água de poços produzidas por fenômenos diversos, tais como variações de pressão atmosférica, variações das marés, efeitos de terremotos, subsidências de terras produzidas por explorações de água subterrânea etc.

Para um aqüífero confinado, é definido como o volume de água liberado por um prisma de secção unitária e altura igual à espessura do aqüífero, sob o efeito de uma variação unitária do nível potenciométrico. O seu valor varia na faixa de  $10^{-5}$  a  $10^{-3}$ , aproximadamente. Para os aqüíferos livres, o coeficiente de armazenamento é representado pela porosidade efetiva ( $\eta_e$ ) ou produção específica ( $S_y$ ), cujo valor oscila geralmente na faixa de 2 a 30% (Walton, 1970).

### Tipos de Aqüíferos

Os aqüíferos podem ser classificados de acordo com a pressão das águas nas suas superfícies limítrofes (superior, chamada topo, e inferior, chamada base) e, também, em função da capacidade de transmissão de água dessas respectivas camadas limítrofes (do topo, camada confinante superior, e da base, camada confinante inferior), conforme ilustrado na figura 2.1.9. Em relação à pressão nas superfícies limítrofes, os aqüíferos podem ser classificados em: confinados e livres.

#### Aqüíferos Confinados

Também chamados de aqüíferos sob pressão, são aqueles onde a pressão da água em seu topo é maior do que a pressão atmosférica. Em função das características das camadas limítrofes, podem ser definidos como: **confinados não drenantes** e **confinados drenantes**.

**Aqüíferos Confinados não Drenantes** - são aquíferos cujas camadas limitrofes, superior e inferior, são impermeáveis. Em um poço que penetra num aquífero desse tipo, o nível da água subterrânea fica acima da base da camada confinante superior. É o caso do aquífero **B**, penetrado pelos poços 1, 2 e 4 e do aquífero **C**, penetrado pelo poço 3 (figura 2.1.9). Esse nível pode ficar abaixo da superfície do solo (como nos poços 1 e 4) ou acima dessa superfície (como no poço 2). Neste caso, o poço costuma ser chamado de artesiano surgente ou jorrante. Em qualquer situação, esse nível de água no poço, indica a **carga potenciométrica** ou **carga hidráulica** média (capítulos 2.2 e 6.4) ao longo da zona do filtro do poço ou da zona de admissão de água do poço (capítulo 6.1). Os níveis d'água em um certo número de poços de observação penetrantes em um aquífero, definem uma **superfície potenciométrica** (capítulos 2.2 e 4.1).

**Aqüíferos Confinados Drenantes** - são aqueles onde, pelo menos, uma das camadas limitrofes é semi-permeável, permitindo a entrada ou saída de fluxos pelo topo e/ou pela base, através de **drenança** (capítulos 2.2 e 6.4) ascendente ou descendente (figura 2.1.9). As formações semipermeáveis oferecem uma resistência hidráulica relativamente alta à passagem do fluxo de água através delas. Mesmo assim, quantidades consideráveis de água podem ser perdidas ou ganhas pelos aquíferos drenantes de grande extensão regional.

#### Aqüíferos Livres

Também chamados de freáticos ou não confinados, são aqueles cujo limite superior é a superfície de saturação ou freática na qual todos os pontos se encontram à pressão atmosférica. As áreas de recarga dos aquíferos confinados correspondem a aquíferos livres através dos quais os excessos de água da chuva conseguem penetrar por infiltração. A exemplo dos aquíferos confinados, os aquíferos livres também se classificam em **drenantes** (ou de base semipermeável) e **não drenantes** (ou de base impermeável).

Convém examinar atentamente a figura 2.1.9, para fixar os conceitos aqui descritos. Por exemplo, o aquífero freático **A** é penetrado pelo poço 5 e fica situado acima de dois aquíferos confinados **B** e **C**. As condições de confinamento dos vários aquíferos envolvidos podem variar de livre a confinadas e confinadas drenantes, como se observa no aquífero **B**. A magnitude e a direção das filtrações verticais ou drenanças são determinadas pelas elevações das superfícies potenciométricas de cada um desses aquíferos. Assim, os limites entre as várias porções confinadas e livres podem mudar com o tempo, se as posições das superfícies potenciométricas forem alteradas. Existe um caso especial de aquífero livre, denominado de  **aquífero suspenso**, quando é formado sobre uma camada impermeável ou semipermeável de extensão limitada e situada entre a superfície freática regional e o nível do terreno. Esses aquíferos às vezes existem em caráter temporário, na medida em que drenam para o nível freático subjacente.

## 2.1.5 Geologia da Água Subterrânea

Em um sistema geológico, a natureza e a distribuição dos aquíferos e aquíferos são controladas pela **litologia**, **estratigrafia** e **estrutura** das formações geológicas.

**Litologia** - trata da composição mineral, da distribuição de tamanho dos grãos e do grau de compactação dos sedimentos ou rochas constituintes do arcabouço geológico.

**Estratigrafia** - descreve as relações geométricas e cronológicas entre os vários elementos constituintes do sistema geológico, tais como lentes, camadas e formações de origem sedimentar. As discordâncias, por exemplo, são características estratigráficas especialmente importantes em hidrogeologia (Freeze & Cherry, 1979). Tratam-se de descontinuidades estratigráficas ou superfícies que refletem a ocorrência de um intervalo de tempo durante o qual o processo de deposição foi interrompido, ou, ainda, durante o qual a superfície das rochas existentes foi intemperizada, erodida ou afetada por movimentos tectônicos. Essas discordâncias muitas vezes apresentam-se como superfícies que separam meios de permeabilidade diferente e, por isso, freqüentemente estão associadas com a ocorrência de aquíferos.

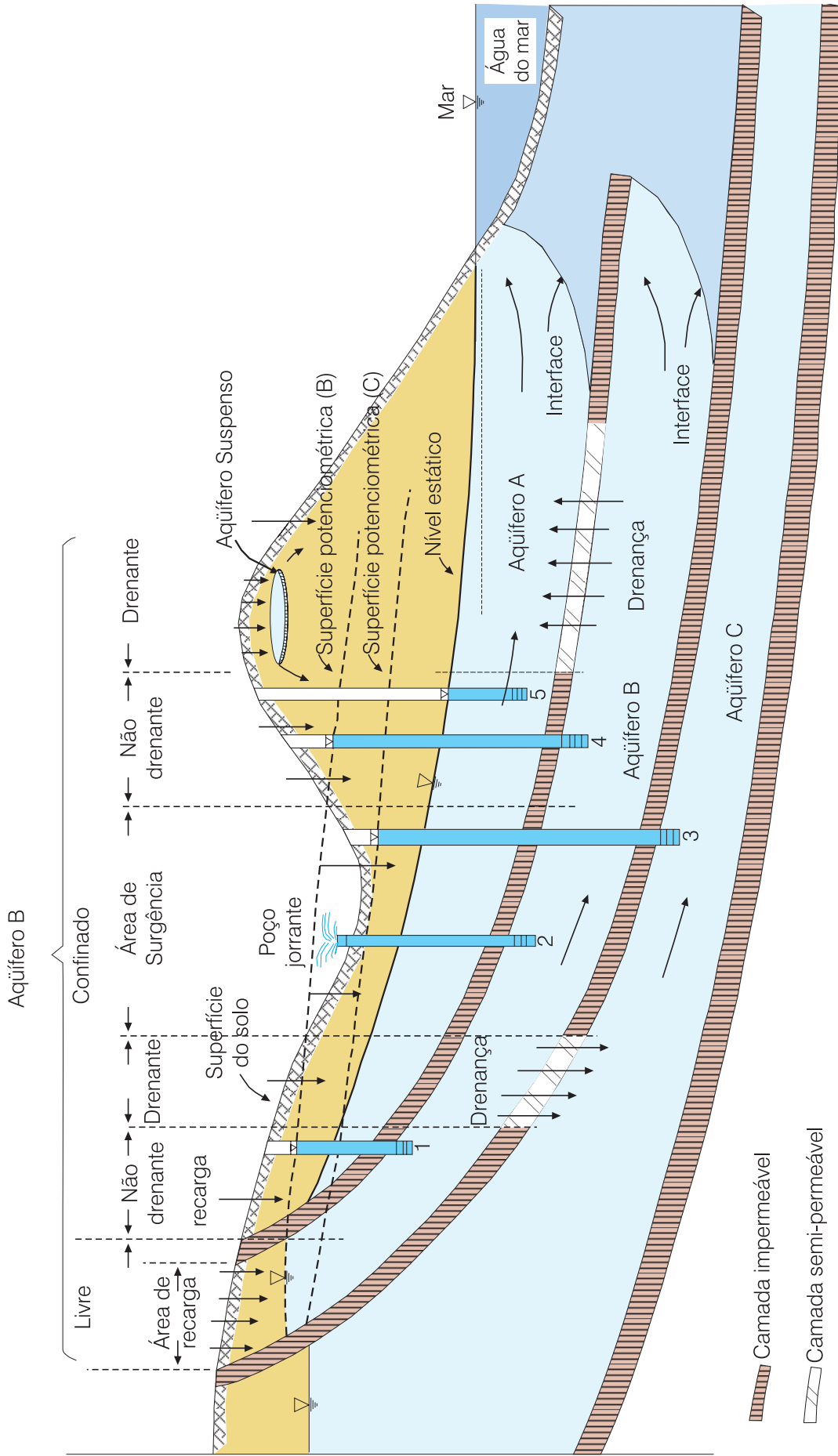
**Estrutura** - diz respeito às características geométricas produzidas no sistema geológico por deformação, após deposição ou cristalização, como é o caso das juntas, fraturas, falhas e dobras.

O conhecimento da geologia de uma região, isto é, da sua litoestratigrafia e estrutura, é o ponto de partida para a compreensão da distribuição espacial dos aquíferos e aquíferos.

### Água Subterrânea em Sedimentos Inconsolidados

A ocorrência de água subterrânea em sedimentos pouco consolidados apresenta muitas vantagens do ponto de vista do aproveitamento. Por isso, sempre que possível, a procura de água subterrânea em depósitos desse tipo é prioritária. Dentre as principais razões que justificam essa prioridade, mencionam-se:

- são fáceis de perfurar ou escavar, o que torna a investigação rápida e menos onerosa;
- são, geralmente, encontrados em vales e em áreas onde os níveis da água subterrânea se apresentam pouco profundos, possibilitando o bombeamento com pequenos recalques;
- situam-se, freqüentemente, em locais favoráveis à recarga a partir de rios, riachos e lagoas e, até mesmo, da infiltração direta das chuvas. Por serem pouco consolidados, esses depósitos, geralmente, possuem alta capacidade de infiltração potencial, maior porosidade efetiva e maior permeabilidade do que as formações compactas.



**Figura 2.1.9** - Representação esquemática dos diferentes tipos de aquíferos, de acordo com o sistema de pressão de suas águas e com a natureza das camadas que os delimitam no topo e na base (modificado de Bear & Verrujit, 1987).

Dentre os sedimentos inconsolidados, os mais importantes são as aluviões, as dunas e alguns depósitos colúviais. As coberturas elúviais, embora não sejam depósitos sedimentares no sentido usual do termo, possuem muitas características hidrogeológicas em comum com alúvios e colúvios.

**Aluviões** - no detalhe, a distribuição de argila, silte, areia e cascalho nos depósitos aluviais é muito complexa. Devido à mobilidade dos leitos dos rios e às constantes variações de velocidade de sedimentação das partículas sólidas, os depósitos aluviais possuem características texturais muito variadas, o que produz muita heterogeneidade na distribuição das propriedades hidráulicas. Apesar da grande variabilidade lateral de fácies que caracteriza a deposição nos vales dos rios, muitos deles apresentam uma seqüência vertical variável de areias grosseiras e cascalhos na base dos canais, até siltes e argilas no topo. A espessura relativa das unidades finas e grosseiras depende do tipo de sedimentos transportados pelo rio e da história geológica do rio no local de interesse. Em casos favoráveis, a investigação detalhada através de sondagens pode levar à caracterização de um padrão até certo ponto previsível da distribuição faciológica e, portanto, de delimitação das zonas aquíferas.

**Dunas** - materiais como areia e silte, que são transportados e depositados pelo vento são conhecidos como depósitos eólicos. É o caso das dunas formadas ao longo das regiões costeiras e, às vezes, em áreas interiores nas quais as chuvas são esparsas e existem areias disponíveis para transporte e deposição pelo vento. As areias eólicas caracterizam-se pela ausência de frações de silte e argila, e apresentam textura uniforme com grãos arredondados e partículas distribuídas na faixa granulométrica de média a fina. São moderadamente permeáveis ( $10^{-4}$  a  $10^{-6}$  m/s) e formam aquíferos em áreas onde existe suficiente espessura saturada. As porosidades situam-se entre 30 e 45%. Ao contrário das aluviões, os depósitos eólicos tendem a ser muito homogêneos, em escala local e muitas vezes em escala regional.

### Água Subterrânea em Rochas Sedimentares

No domínio dos sedimentos consolidados, as rochas mais importantes como aquíferos são aquelas que apresentam de regular a boa permeabilidade. As rochas pouco permeáveis, como arenitos muito argilosos e siltitos, comportam-se como aquíferos, devido à sua baixa capacidade de transmissão de água. Finalmente, os argilitos e folhelhos, por serem praticamente impermeáveis, classificam-se como aquíclúdes.

**Arenitos** - os arenitos formam aquíferos regionais que armazenam grandes quantidades de água potável. As formações areníticas de maior expressão hidrogeológica possuem origens diversas, incluindo ambientes fluviais, eólicos, deltaicos e marinhos. O estudo sedimentológico,

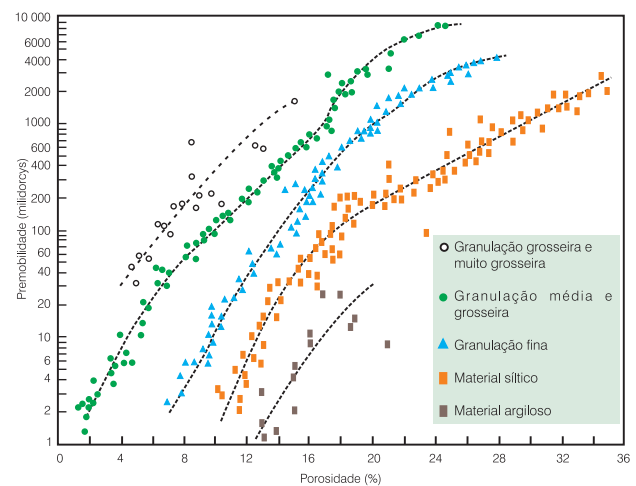
que permite caracterizar a origem e os ambientes deposicionais dos arenitos, pode ser muito útil na avaliação das distribuições de permeabilidade.

Os arenitos normalmente apresentam porosidades mais baixas do que as areias pouco consolidadas, devido à compactação e cimentação de parte dos vazios existentes entre os grãos. Em casos extremos, as porosidades chegam a ser inferiores a 1% e as condutividades hidráulicas da mesma ordem daquelas que se observam em siltitos e folhelhos não fraturados ( $10^{-10}$  m/s). Quartzo, calcita e minerais de argila, são os materiais mais encontrados cimentando os grãos dos arenitos. Esses minerais formam-se como resultado de precipitação ou alteração mineral durante a circulação da água subterrânea através da areia. A compactação é importante a grandes profundidades, onde reinam altas pressões e temperaturas. Estudos realizados por Atwater (1966), indicam que a porosidade dos arenitos decresce sistematicamente com a profundidade a uma taxa de 1,3% para cada 300 m.

Chilingar (1963) mostrou que existe, para os arenitos de diversas categorias de tamanho de grãos, uma tendência bem definida de aumento da permeabilidade com o aumento da porosidade (figura 2.1.10).

Ao tratar da porosidade e permeabilidade de materiais naturais, Davis (1969) sugere que a presença de estratificações de pequena escala em arenitos permite supor que a permeabilidade de amostras muito grandes é **uniformemente anisotrópica**. Isto porque a variação vertical de permeabilidade em grandes massas de arenito seria pequena, mesmo em zonas de permeabilidade horizontal elevada. As variações de permeabilidade refletem variações nas condições de deposição reinantes durante o processo de deposição (Freeze & Cherry, 1979).

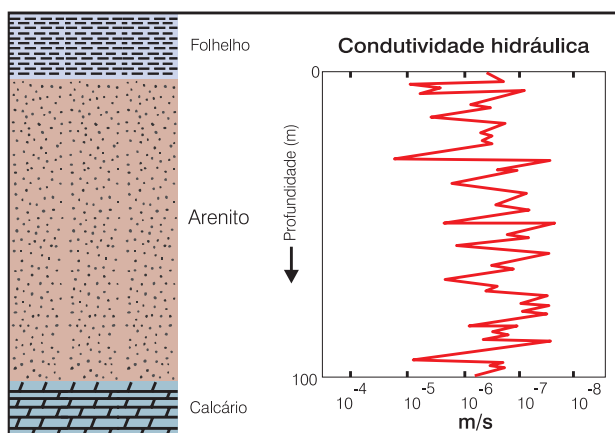
Localmente, todavia, testes de laboratório efetuados em testemunhos de camadas de arenitos indicam que a condutividade hidráulica pode apresentar diferenças



**Figura 2.1.10** - Relação entre porosidade e permeabilidade para arenitos de diferentes tamanhos de grãos (modificado de Chilingar, 1963 *apud* Freeze & Cherry, 1979).

da ordem de 10 a 100 vezes, em zonas que, à luz do simples exame visual, poderiam se classificar como relativamente homogêneas. A figura 2.1.11 ilustra um perfil de condutividade hidráulica ao longo da vertical num pacote de arenitos relativamente espesso.

Com base em medições de condutividade hidráulica efetuadas em um grande número de amostras de testemunhos de arenitos, Piersol *et al.* (1940) verificaram que o valor médio da razão  $K_h / K_v$ , entre a condutividade hidráulica horizontal e a vertical é da ordem de 1,5. Apenas 12% das amostras apresentaram razões acima de 3,0. À medida que as areias se tornam mais cimentadas e compactadas, a contribuição das fraturas para a condutividade hidráulica volumétrica do material aumenta. A tendência dos grandes valores de condutividade ocorrerem na direção horizontal é substituída por uma maior condutividade de fraturas ao longo da vertical.

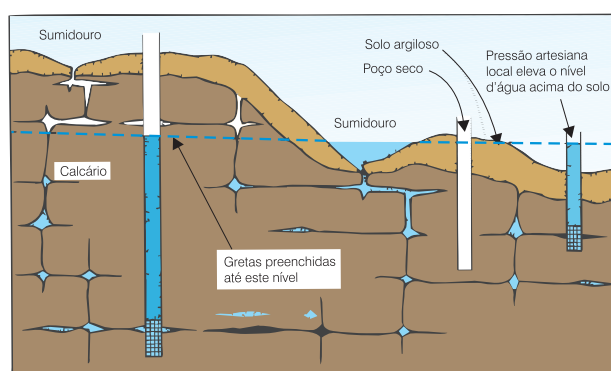


**Figura 2.1.11** - Diagrama esquemático mostrando a variação de condutividade hidráulica com a profundidade em um aquífero de arenito espesso e relativamente homogêneo (modificado de Freeze & Cherry, 1979).

**Rochas Carbonáticas** - as rochas carbonáticas ocorrem nas formas de calcário e calcário dolomítico. Quase toda a dolomita tem origem secundária e resulta da alteração geoquímica da calcita. Essa transformação mineralógica produz um aumento na porosidade e permeabilidade porque a cristalização da dolomita ocupa cerca de 13% menos espaço do que a calcita (Freeze & Cherry, *op. cit.*). Rochas carbonáticas apresentam porosidades variáveis de 20 a 50%. A condutividade hidráulica primária de calcários e dolomitos não fraturados é geralmente inferior a  $10^{-7}$  m/s, o que representa uma medíocre capacidade de transmissão de água subterrânea.

Em geral, todavia, as rochas carbonáticas apresentam significativa condutividade hidráulica secundária, produzida por fraturas resultantes de movimentos tectônicos, ao longo das quais a circulação de água subterrânea atua dissolvendo a calcita e a

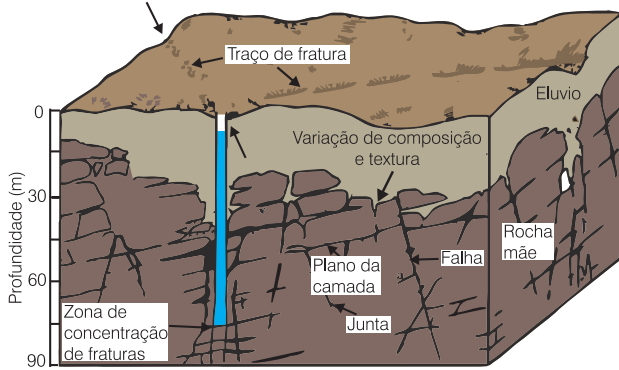
dolomita. Para que a água subterrânea possa dissolver as rochas carbonáticas e produzir grandes vazios em seu interior, ela precisa ser subsaturada em carbonatos. Observações em pedreiras e outras escavações efetuadas em rochas carbonáticas sub-horizontais revelaram aberturas de dissolução bastante espaçadas ao longo de juntas verticais. Isso levou os autores a concluir que, do ponto de vista da capacidade de produção de água em poços, as aberturas ao longo dos planos de acamamento seriam as mais importantes (Walker, 1956; Johnston, 1962). No caso considerado, conforme é ilustrado na figura 2.1.12, existe uma maior probabilidade dos poços encontrarem aberturas horizontais do que aberturas verticais.



**Figura 2.1.12** - Ilustração esquemática da ocorrência de água subterrânea numa rocha carbonática na qual a permeabilidade secundária ocorre ao longo dos planos de acamamento e das fraturas verticais alargadas por dissolução (Walker, 1956; Davis & De Wiest, 1966; modificado de Freeze & Cherry, 1979).

Em rochas carbonáticas fraturadas, poços produtores de grande capacidade e poços praticamente secos podem existir à pequena distância um do outro, dependendo da magnitude das gretas e zonas fraturadas interceptadas pela perfuração. Embora a ocorrência de camadas de calcário possa ser localizada e caracterizada através de estudos estratigráficos e estruturais (capítulo 3.3), a capacidade de produção de água de tais camadas é muito difícil de prever. Em muitas áreas, é quase sempre a **evidência empírica** que revela a ocorrência de um aquífero numa formação ou camada de calcário. Somente em poucas situações (talvez menos de 5% dos casos), pode um estudo geológico de superfície explicar a alta produtividade aquífera de uma formação calcária.

Em algumas rochas carbonáticas, a existência de fraturas verticais concentradas cria zonas de alta condutividade hidráulica. A figura 2.1.13 ilustra uma situação em que as intersecções de traços de fraturas e lineamentos refletem-se na morfologia superficial. Em tais zonas são maiores as probabilidades de dissolução e, por conseguinte, de



**Figura 2.1.13** - Ocorrência de zonas de maior permeabilidade em rocha carbonática fraturada. As maiores produções de água de poços acontecem nas zonas de intersecção estrutural (modificado de Freeze & Cherry 1979).

aumento da condutividade hidráulica, com reflexos positivos na produtividade dos poços (Lattman & Parizek, 1964; Parizek & Drew, 1966).

Segundo Davis & De Wiest (1966), em escala mesoscópica (de afloramento da rocha), evidências favoráveis seriam, por exemplo, a presença de aberturas de dissolução, sistemas de juntas pouco espaçadas e falhas na zona de interesse. Aberturas de dissolução tendem a ser melhor desenvolvidas nas proximidades de falhas e, por isso, os traços de falhas verticais, na superfície, devem ser usados como guias na localização dos pontos mais favoráveis para a perfuração de poços. Condições desfavoráveis, indicativas de que uma camada de calcário ou dolomito talvez não se comporte como aquífero em profundidade, seriam ausência de aberturas de dissolução e presença de folhelhos e margas. Para a obtenção de melhores resultados na locação de poços, Davis & De Wiest (*op. cit.*) consideraram que:

- em áreas de calcários ou dolomitos espessos, os poços locados no fundo dos vales tendem a ser melhores do que os locados nas encostas, porque os primeiros apresentam níveis d'água pouco profundos e podem mais facilmente receber recarga induzida de depósitos aluviais adjacentes;
- os poços nas partes mais altas das colinas tendem a ser mais produtivos do que os nas encostas, quando as condições topográficas estão associadas a estruturas geológicas particulares. Por exemplo, fraturas e aberturas de dissolução seriam mais abundantes ao longo das cristas de antiformes e dos eixos de sinformes, do que nos flancos das dobras (figura 2.1.14).

Se a água da aluvião (figura 2.1.14) não contiver minerais carbonáticos, a infiltração da mesma no calcário poderá produzir aberturas de dissolução. Se ela apresentar dureza elevada, então ficará saturada em relação à calcita e dolomita, e a tendência é de não ocorrer dissolução.

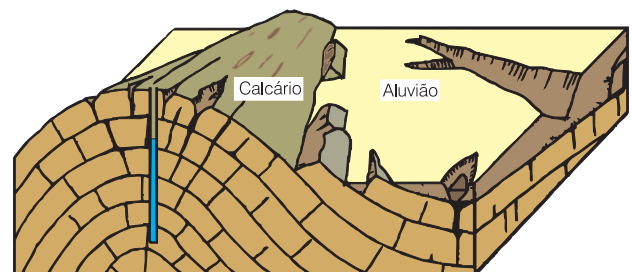
## Água Subterrânea em Rochas Ígneas e Metamórficas

### Porosidade e Permeabilidade Primárias

Amostras sólidas e não fraturadas de rochas ígneas e metamórficas possuem porosidades praticamente nulas. Os vazios intercrystalinos condicionantes da porosidade são mínimos e não interconectados. Por esta razão, as permeabilidades primárias dessas rochas, expressas como condutividade hidráulica, são extremamente pequenas ( $10^{-11}$  a  $10^{-13}$  m/s). Esses valores foram estimados em amostras intactas de meta-sedimentos (quartzito, micaxisto, filito e metagrauvaca) à temperatura ambiente (Stuart *et al.*, 1954). Medidas de condutividade hidráulica de granitos em poços sem fraturas, geralmente fornecem valores da ordem de  $10^{-11}$  m/s, o que equivale a dizer que essas rochas podem ser consideradas como impermeáveis no contexto dos problemas de aproveitamento de água subterrânea.

### Porosidade e Permeabilidade Secundárias

No domínio das rochas cristalinas ígneas e metamórficas, em geral sempre se observa, ao nível mesoscópico, significativa ocorrência de fraturas produzidas por variações nas condições de tensão, verificadas durante os vários episódios que marcaram a história geológica dessas rochas. As fraturas criam uma **porosidade secundária**, responsável pelo armazenamento e uma **permeabilidade** ( $m^2$ ), que também se expressa como uma **condutividade hidráulica** (m/s), responsável pela circulação da água subterrânea. As aberturas das fraturas geralmente são menores do que 1 mm. Em alguns casos, a dissolução da sílica pode produzir aumento nas aberturas das fendas, quando a água de recarga é capaz de atacar os silicatos (Tolman, 1937; Davis, 1969). Muitas vezes, porém, a água de infiltração se enriquece em sílica na zona de cobertura eluvial antes de atingir o domínio fraturado subjacente e, quando isto acontece, ela perde a agressividade em relação aos minerais silicatados presentes nas superfícies das fraturas.



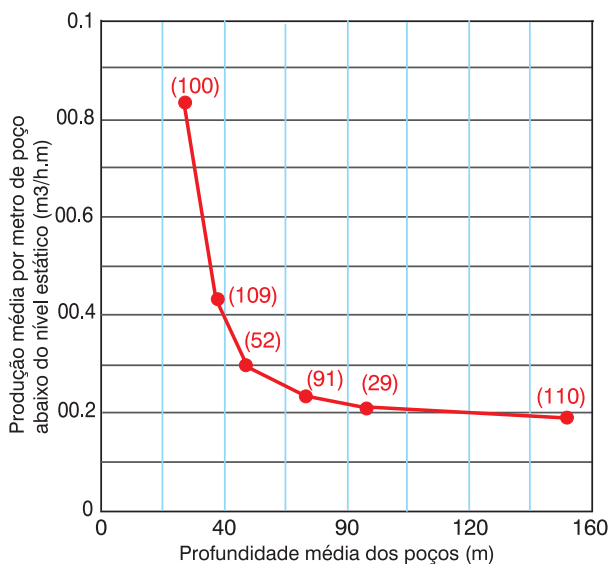
**Figura 2.1.14** - Ilustração da ocorrência de uma zona de alta permeabilidade em fraturas alargadas por dissolução ao longo da crista aflorante de um antiforme em rocha carbonática (modificado de Freeze & Cherry, 1979).



Na tabela 2.1.2 são mostrados resultados de condutividade hidráulica (m/s), permeabilidade (m<sup>2</sup>), abertura (mm) e porosidade (%) de fraturas em rochas cristalinas do Nordeste do Brasil (Manoel Filho, 1996). As condutividades hidráulicas médias variam, em geral, na faixa de 3,8 a 5,5 cm/s, exibindo, porém, valores excepcionalmente altos (1,3 e 2,5 m/s). As aberturas médias variam entre 0,2 e 0,95 mm com valores excepcionais superiores a 2 mm. As porosidades são sistematicamente muito baixas, em todos tipos de rochas, com médias situadas entre 0,0007% e 0,0071%.

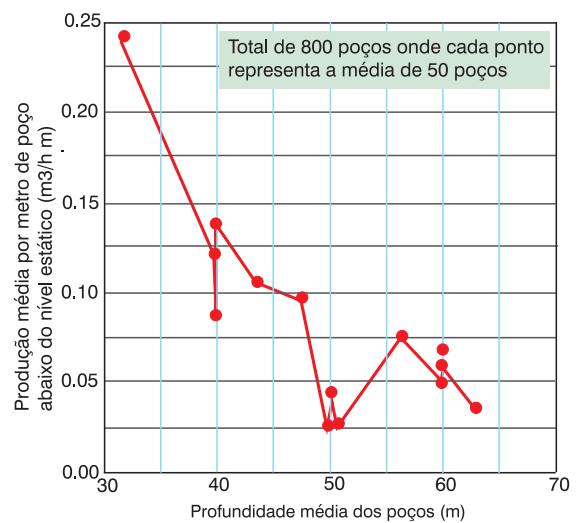
**Variação de Permeabilidade com a Profundidade**

Alguns estudos, efetuados há mais de 30 anos nos Estados Unidos, sugerem que a permeabilidade média das rochas ígneas e metamórficas decresce rapidamente com a profundidade (Davis & Turk, 1964; Dingman *et al.*, 1954; Gregory & Ellis, 1909; LeGrand, 1954; 1962). Os resultados de um estudo efetuado por LeGrand (1954), numa área de rochas cristalinas (granito, gabro, gnaiss e micaxisto) na Carolina do Norte, sugerem que existe um decréscimo da produtividade do poço com o aumento da espessura estática saturada (figura 2.1.15). Freeze & Cherry (1979) interpretam os resultados obtidos por LeGrand (*op.cit.*) como uma expressão quantitativa da tendência que os perfuradores de poços observam de modo mais qualitativo em muitas regiões de rochas cristalinas. A correlação sugerida pela figura 2.1.15 entre a profundidade média dos poços e a produtividade média (coeficiente de correlação R = 0,898) parece significativa.

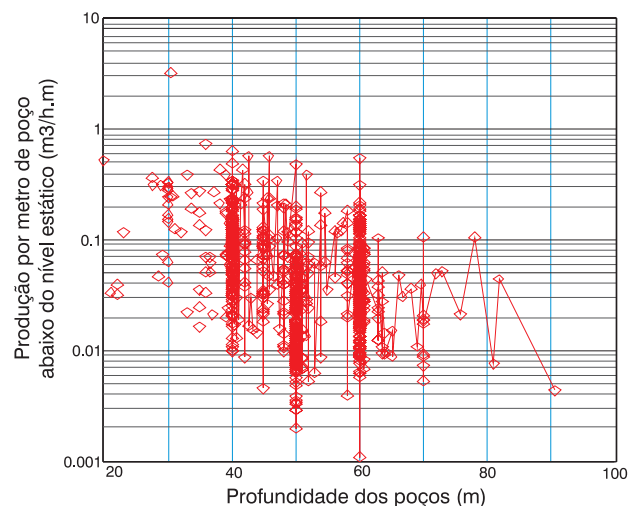


**Figura 2.1.15** - Decréscimo na produção média de poços (m<sup>3</sup>/h por metro de poço abaixo do nível estático) com a profundidade média em rochas cristalinas na área de Statesville, Carolina do Norte. Os números próximos aos pontos indicam o número de poços usados para obter os valores médios que definem a curva (dados de LeGrand, 1954; Davis & De Wiest, 1966).

Usando uma amostra de 800 poços perfurados em rochas cristalinas nos estados do Rio Grande do Norte e da Paraíba, com profundidades variáveis de 20 a 70 m, foram calculados os valores médios de profundidade e produtividade, em 16 subconjuntos de 50 poços. Os resultados (figura 2.1.16) não apresentam a regularidade sugerida pela curva de LeGrand (figura 2.1.15). Eles refletem a tendência de decréscimo da produtividade com a profundidade, de maneira bem menos significativa (R = 0,704). Vale notar que três subconjuntos de 50 poços exibem produtividades diferentes para a mesma profundidade média de 40 m, assim como para profundidades médias de 50 e 60 m (figura 2.1.16). Conclui-se, finalmente, que não existe correlação (R= 0,285) entre profundidade abaixo do nível estático e produtividade do poço (figura 2.1.17).



**Figura 2.1.16** - Decréscimo da produção média do poço (m<sup>3</sup>/h por metro de espessura abaixo do nível estático) com a profundidade média dos poços no cristalino dos estados da Paraíba e do Rio Grande do Norte (dados de Costa, 1986; Manoel Filho, 1996).



**Figura 2.1.17** - Variação da produção do poço (m<sup>3</sup>/h por metro de espessura abaixo do nível estático) com a profundidade no cristalino da Paraíba e do Rio Grande do Norte (dados de Costa, 1986; Manoel Filho, 1996).

SUB-PROV. HIDRO-GEOLÓGICA	LOCAL/ROCHA	Nº DE TESTES	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA (m/s)			PERMEABILIDADE (m <sup>2</sup> )			ABERTURA (mm)			POROSIDADE (%)		
			Média	Mínima	Máxima	Média	Mínima	Máxima	Média	Mínima	Máxima	Média	Mínima	Máxima
ESCUDO ORIENTAL NE	CEARÁ	22	7,00E-02	1,20E-02	1,80E-01	6,50E-09	1,10E-09	1,60E-08	0,27	0,12	0,44	0,001	0,0002	0,0029
			1,30E-01	1,20E-01	1,40E-01	1,20E-08	1,10E-08	1,30E-08	0,38	0,36	0,39	0,0011	0,001	0,0011
			7,50E-02	1,20E-02	1,80E-01	6,90E-09	1,10E-09	1,60E-08	0,27	0,12	0,44	0,001	0,0002	0,0029
	RIO GRANDE DO NORTE	5	1,20E-01	2,30E-02	4,20E-01	1,10E-08	2,10E-09	3,90E-08	0,3	0,16	0,69	0,0022	0,0004	0,0076
			4,40E-02	1,40E-02	8,40E-02	4,00E-09	1,30E-09	7,70E-09	0,21	0,13	0,3	0,0014	0,0008	0,0033
			9,80E-02	3,30E-02	2,20E-01	9,00E-09	3,00E-09	2,10E-08	0,3	0,19	0,5	0,0031	0,0012	0,006
	PARAÍBA	13	8,40E-02	1,40E-02	4,20E-01	7,70E-09	1,30E-09	3,90E-08	0,26	0,13	0,69	0,0021	0,0004	0,0076
			8,30E-01	9,30E-02	4,30E+00	7,60E-08	8,50E-09	4,00E-07	0,67	0,32	2,19	0,0071	0,0014	0,0209
			2,50E+00	2,10E-02	2,30E+01	2,30E-07	1,90E-09	2,10E-06	0,38	0,15	0,93	0,0068	0,0023	0,0286
	BAHIA	8	6,30E-02	8,40E-03	1,70E-01	5,80E-09	7,70E-10	1,50E-08	0,23	0,1	0,43	0,0025	0,0012	0,004
			3,80E-02	2,10E-02	6,20E-02	3,50E-09	2,00E-09	5,70E-09	0,2	0,15	0,26	0,0007	0,0005	0,0009
			1,40E-01	2,50E-02	2,80E-01	1,30E-08	2,30E-09	2,50E-08	0,37	0,17	0,55	0,0022	0,0005	0,0058
	COBERTURAS CLÁSTICAS SÃO FRANCISCO	BAHIA	8	7,90E-01	8,40E-03	2,3E+01	7,30E-08	7,70E-10	2,10E-06	0,36	0,10	2,19	0,0038	0,0005
1,30E-01				2,10E-02	3,60E-01	1,20E-08	1,90E-09	3,30E-08	0,35	0,15	0,63	0,0015	0,0005	0,0031
COBERTURAS CARBONÁTICAS SÃO FRANCISCO	BAHIA (Meta-calciário)	9	5,5E-01	6,0E-02	2,1E+00	5,0E-08	5,5E-09	1,9E-07	0,63	0,26	1,51	0,0043	0,0007	0,0132
			1,3E+00	4,8E-02	5,6E+00	1,2E-07	4,4E-09	5,1E-07	0,95	0,23	2,48	0,0039	0,0016	0,0124

Tabela 2.1.2 - Propriedades hidráulicas em rochas cristalinas no Nordeste do Brasil (Manoel Filho, 1996).

## Localção de poços

*“Poucas tarefas em hidrogeologia são mais difíceis do que a locação de poços em rochas ígneas e metamórficas. Variações extremas de litologia e estrutura, associadas com zonas produtoras de água localizadas em pontos preferenciais dificultam as investigações geológica e geofísica. O solo e a vegetação, muitas vezes, mascaram os afloramentos e impedem um mapeamento geológico detalhado. Além disso, pequenas fraturas que produzem a maior parte da água dos poços em rochas não intemperizadas não são detectadas por métodos geofísicos. Não surpreende, portanto, que em algumas regiões a porcentagem de insucesso na perfuração de poços seja alta mesmo quando as locações são feitas por hidrogeólogos experientes.”* (Davis & De Wiest, *op.cit.*).

A perspectiva de uso das técnicas de mapeamento de fraturas na locação de poços no cristalino com os recursos tecnológicos mais modernos, de análise e processamento de imagens, está trazendo para muitos especialistas envolvidos com o problema a esperança de redução dos chamados “índices de insucesso”, na produtividade de poços. Mas, por enquanto, isso continua parecendo difícil. A grande incógnita continua sendo a identificação de relações objetivas, entre propriedades geométricas e propriedades hidráulicas do meio fissural, sem o que, provavelmente, o estabelecimento de uma metodologia eficiente de locação de poços, dificilmente será logrado. Isto não significa que se trate de uma metodologia capaz de garantir uma efetiva melhoria dos padrões conhecidos de produtividade (se é que isto é possível) nas regiões de rochas cristalinas, mas, tão somente, de um processo que justifique ou explique, os resultados obtidos.

Estudos recentes (Banks *et al.*, 1994) parecem indicar que o sucesso de um poço em aquíferos de rochas cristalinas ainda continua sendo, em grande parte, uma questão de chance. Não é sem razão que os estudos de conectividade geométrica de fraturas e de variabilidade dos coeficientes de permeabilidade e porosidade (ex., Guerin & Billaux, 1993), usam como ferramenta a análise estatística, na busca de relações entre propriedades geométricas e propriedades hidráulicas dos sistemas fissurados. Mas, ainda não foi possível relacionar, em escala mesoscópica, estilos estruturais com permeabilidades.

Os valores de permeabilidade no domínio subterrâneo fraturado variam muito de um lugar para outro, assumindo um comportamento aleatório, com distribuição de probabilidade do tipo log normal. Isto reflete-se nas dispersões que se verificam nos resultados de produtividade de poços, obtidos em meios fraturados, tanto em zonas áridas quanto em zonas úmidas. Tais resultados tendem a seguir uma distribuição de frequência do tipo log normal, semelhante à que geralmente se admite para a

condutividade hidráulica e/ou para a permeabilidade das rochas fissuradas (Gustafson & Krásný, 1994). Salvo em casos muito particulares, ainda se continua desconhecendo como identificar de forma sistemática aqueles pontos específicos ou zonas preferenciais de fluxo em meio fraturado.

## O Cristalino das Regiões Semi-Áridas

Nas regiões semi-áridas, como por exemplo, o Nordeste do Brasil, com cerca de 500.000 km<sup>2</sup> ocupados por rochas cristalinas, o aproveitamento de água subterrânea dessas rochas sempre foi uma alternativa que se levou em consideração, notadamente em virtude da carência de outros recursos hídricos. A produção média dos poços é da ordem de 3 m<sup>3</sup>/h, com mediana de 2 m<sup>3</sup>/h. O manto de cobertura indiferenciada (alúvios, elúvios e colúvios) tem espessura média da ordem de 5 m com valor mediano da ordem de 4 m. As águas apresentam qualidade medíocre, com média de sólidos totais dissolvidos da ordem de 3.000 mg/L e mediana de apenas 1.500 mg/L (Manoel Filho, 1996). Nos períodos de estiagens prolongadas, essa água é, muitas vezes, a única alternativa com que se pode contar para a sobrevivência dos rebanhos. O mesmo acontece em grandes regiões da África, Índia, Austrália e Sibéria, conforme indicam muitos dos estudos hidrogeológicos regionais, que têm contribuído para um melhor entendimento das propriedades hidrogeológicas do cristalino (Biscaldi, 1968; IAH, 1975; Wright & Burges, 1992).

## O Cristalino das Regiões Úmidas

Em regiões úmidas, que se caracterizam por uma relativa abundância de água, quase sempre se dispensou o uso da água subterrânea das rochas cristalinas. Nos últimos 20 anos, porém, ocorreram grandes progressos na hidrogeologia do cristalino de regiões temperadas por conta do crescimento da demanda em muitas áreas e devido ao aprimoramento da tecnologia de perfuração, que tornou bastante fácil e pouco onerosa a construção de poços de pequeno diâmetro para captação de água em rochas cristalinas (Karrenberg, 1981; Krásný, 1990), principalmente para pequenos abastecimentos. Nas zonas úmidas, uma das características mais importantes da água subterrânea reside na possibilidade de seu uso para os mais diversos fins, já que a qualidade físico-química costuma ser excelente.

Do ponto de vista da ocorrência da água subterrânea, por conta da pluviosidade mais abundante e da sua melhor distribuição no tempo, o domínio das rochas cristalinas é geralmente recoberto por um manto de intemperismo ou cobertura eluvial. No sudeste do Brasil, a espessura média da cobertura eluvial é da ordem de 40 m, com um valor mediano de 30 m (Manoel Filho, *op.cit.*). Esse manto e a zona fissurada subjacente, formam o que se pode denominar de um sistema livre,

cujo nível de saturação ora se encontra no elúvio, ora no meio fissurado subjacente. Esse nível costuma ser pouco profundo e a sua recarga é assegurada pelos excessos de água de chuva. A magnitude dessa recarga (que se realiza por infiltrações a partir do solo) depende, entre outros fatores, da natureza do solo e do tempo de permanência dos excedentes do balanço hídrico. Esse tempo, por sua vez, depende da declividade do solo, da cobertura vegetal etc. Na verdade, são inúmeros os fatores ambientais passíveis de influir nesse processo. A produtividade média de poços é da ordem de 20 m<sup>3</sup>/h, porém a mediana é muito menor (da ordem de apenas 7 m<sup>3</sup>/h).

## 2.1.6 Água Subterrânea em Zonas Costeiras

### Introdução

A primeira publicação científica tratando das relações água doce - água salgada em regiões costeiras é devida a Braithwaite (1855), porém, a primeira lei quantitativa se deve ao holandês Ghyben (1889) e ao alemão Herzberg (1901). Daí em diante, somente merece destaque o trabalho de Hubbert (1940), considerado como uma das principais contribuições relativas à compreensão dos sistemas dinâmicos em meios porosos. Cerca de 20 anos após o trabalho de Hubbert, o assunto parece ter voltado a despertar interesse, especialmente em zonas costeiras densamente povoadas e com grandes demandas de água, nas quais a exploração de água subterrânea resultou em intrusões de água salgada.

A partir do conhecimento de que nos aquíferos costeiros existe uma relação entre o fluxo de água doce para o oceano e a extensão da zona de intrusão salina para o interior do aquífero, o problema da intrusão passou a ser encarado como uma questão de **gerenciamento**. Isso criou uma necessidade de informações mais detalhadas e orientadas para a gestão das explorações de aquíferos costeiros.

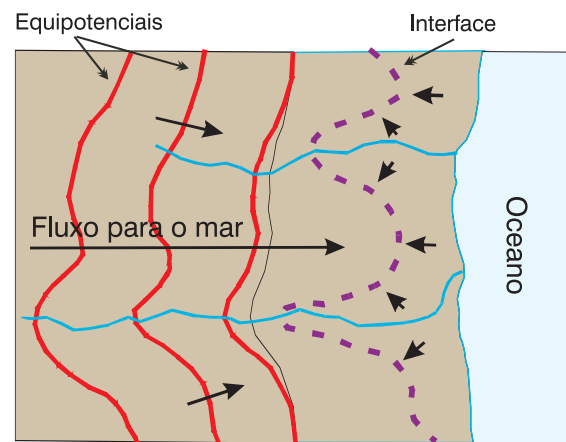
Surgiram assim, nos anos 1960, inúmeros trabalhos teóricos e experimentais, dentre os quais sobressaem as contribuições de Santing (1957; 1963), Bear (1960), Bear & Dagan (1964; 1965; 1966) em Israel, Lusczynsky (1961), Lusczynsky & Swarzenski (1962; 1966) em Long Island (New York), Kohout (1960; 1961; 1964; 1965), Kohout & Hoy (1963), na área de Nfianú (Flórida) e ainda Hemy (1960; 1964) e Kashef (1967; 1968; 1972), sendo que este último apresenta uma revisão detalhada da evolução dos conhecimentos sobre as relações água doce - água salgada em regiões costeiras (*apud* Custódio & Llamas, 1983).

Em muitas partes do mundo, onde existem problemas de gestão de recursos hídricos associados com a exploração de aquíferos costeiros, ainda se

fazem intensas pesquisas com o duplo objetivo de entender e controlar o mecanismo de intrusão de água do mar e, assim, melhorar a produção dos aquíferos costeiros.

### O Conceito de Interface Marinha

O mar é o grande exutório das águas continentais e, por isso, nos aquíferos costeiros geralmente existe um gradiente hidráulico condicionando um fluxo de água doce do continente para o oceano (figura 2.1.18). A água doce, menos densa e com peso específico  $\gamma_d$  e a água salgada, mais densa e com peso específico  $\gamma_s > \gamma_d$ , são fluidos miscíveis, havendo entre eles uma zona de transição ou zona de mistura, condicionada pela dispersão hidrodinâmica. Nessa zona, a densidade da mistura é variável.



**Figura 2.1.18** - Esquema do fluxo de água subterrânea para o mar em um aquífero costeiro. A linha interrompida representa a projeção no plano do mapa da ponta da cunha salina em profundidade.

Em geral, todavia, para simplificar o tratamento matemático dos problemas de água subterrânea nas zonas costeiras, aproxima-se a zona de transição por uma superfície abrupta ou interface, na qual se admite que ocorre a passagem da água doce para a água salgada. Em muitos casos de interesse prático (por exemplo, quando a espessura do aquífero é muito maior do que a largura da zona de transição), essa hipótese se justifica (Schnlorak, 1967). Nos casos em que a zona de transição é muito larga, a referida hipótese não se justifica (Cooper, 1959 *apud* Bear, 1979).

### Forma e Posição da Interface

Geralmente, os modelos de fluxo que tratam das relações água doce - água salgada admitem a hipótese de que existe uma interface separando esses dois fluidos, caracterizados por densidades diferentes, conforme é ilustrado nos perfis da figura 2.1.19, representativos de diversas condições naturais, isto é, de condições não influenciadas por bombeamentos.

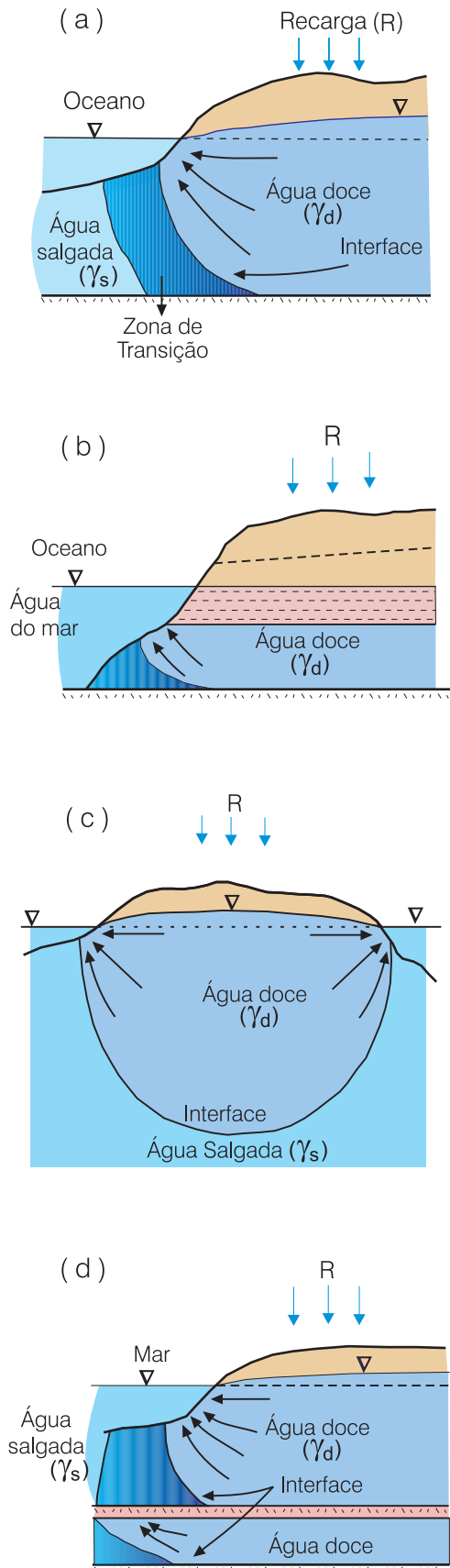


Figura 2.1.19 - Seções típicas de aquíferos costeiros em diferentes situações: (a) aquífero livre; (b) aquífero confinado; (c) ilha oceânica; (d) dupla interface condicionada pela presença de uma camada semipermeável.

Na ausência de bombeamentos, os aquíferos costeiros permanecem em estado de equilíbrio com uma interface estacionária e um fluxo natural de água doce, acima da mesma, para o mar. Em cada ponto da interface, a **elevação** (posição) e a **declividade** são determinadas pelo potencial de água doce e pelo gradiente hidráulico. A declividade da superfície das águas subterrâneas aumenta na direção do oceano porque a seção de aquífero disponível para o fluxo vai sendo reduzida pela presença da interface e, por isso, a descarga específica (velocidade de Darcy) tangente à interface, aumenta.

A massa de água salgada que penetra nos aquíferos costeiros apoiada na base dos mesmos e que avança para o interior, de encontro à água doce que escoar para o mar, tem a forma de uma cunha (figura 2.1.19) e por isso é chamada de cunha salina, cuja extremidade, pé ou ponta, define o alcance da penetração da água salgada no aquífero.

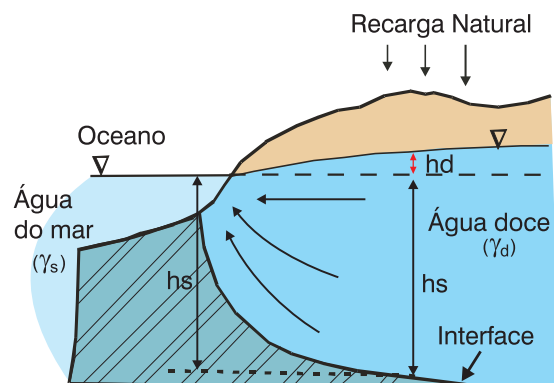
### Fórmula de Ghyben-Herzberg

O modelo de Ghyben-Herzberg admite que existe um **equilíbrio estático**, isto é, uma distribuição de pressão hidrostática na região de contato da água doce com a água do mar estacionária (figura 2.1.20).

A fórmula de Ghyben-Herzberg para a profundidade da interface em um ponto qualquer do aquífero, se expressa diretamente em função da altura da lâmina de água doce  $h_d$ , acima do nível do mar no ponto considerado, isto é:

$$h_s = \delta h_d \quad (2.1.13)$$

Para  $\gamma_s = 1,025 \text{ gr/cm}^3$  e  $\gamma_d = 1,000 \text{ gr/cm}^3$ ,  $\delta = 10$  e  $h_s = 40 \cdot h_d$ , ou seja, a uma dada distância do oceano, a profundidade da interface abaixo do nível do mar é 40



$$\gamma_s h_s = \gamma_d (h_s + h_d)$$

$$\gamma_s h_s - \gamma_d h_s = \gamma_d h_d$$

$$h_s = \left( \frac{\gamma_d}{\gamma_s - \gamma_d} \right) h_d = \delta h_d$$

Figura 2.1.20 - Modelo de Ghyben-Herzberg para um aquífero livre costeiro.

vezes a carga hidráulica de água doce acima do nível do mar. A limitação desse modelo é a hipótese de equilíbrio estático, que implica a ausência de fluxo para o mar (figura 2.1.20). Não obstante, o mesmo resultado é obtido supondo que existe na região de água doce (isto é, no aquífero) um equilíbrio dinâmico, com fluxo estacionário horizontal para o mar. Isto significa que as equipotenciais são linhas ou superfícies verticais, exatamente como na hipótese de Dupuit (capítulo 2.2 e 6.4). Longe do mar, e sob gradientes hidráulicos fracos, essa hipótese se justifica plenamente, pois as componentes verticais do fluxo são desprezíveis. Já nas proximidades da costa ela não se aplica, porque predomina uma tendência de fluxo vertical acentuada pela redução na área de saída de água doce para o mar.

### Controle da Intrusão

Bear e Dagan (1962; 1963; 1964 e 1966) e Strack (1973, *apud* Bear, 1979) estudaram a possibilidade de interceptar parte da água doce que flui para o mar em um aquífero costeiro, usando a técnica do **coletor costeiro**. Trata-se de uma linha de poços rasos, paralela à costa e não muito distante da mesma, para interceptar, através de bombeamento, parte do fluxo natural sem produzir um avanço descontrolado da ponta da cunha salina, para o interior do aquífero.

A relação entre a extensão da cunha salina e o fluxo de água doce para o mar é expressa pelas equações a seguir, cujos símbolos aparecem na figura 2.1.21.

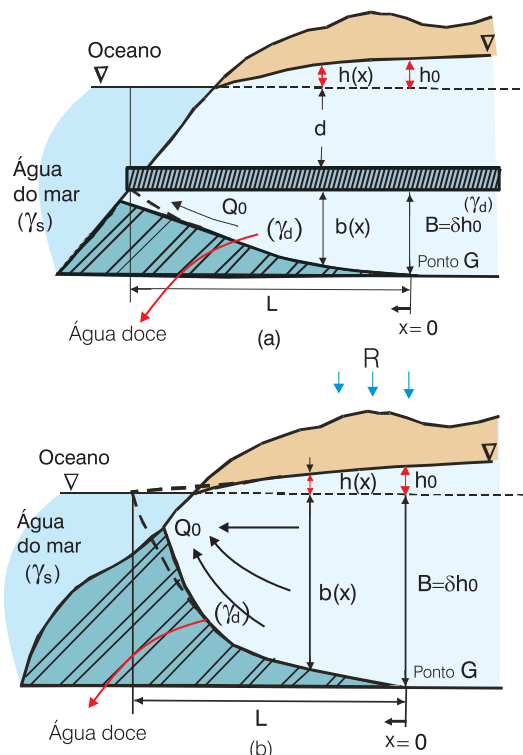


Figura 2.1.21 - Forma de uma interface estacionária e extensão da cunha salina. a) em aquífero confinado; b) em aquífero livre.

### Cunha Salina em Aquífero Confinado

Seja  $h(x)$  a distribuição da carga potenciométrica acima do nível do mar e  $Q_0$  o fluxo de água doce para o mar, por unidade de largura no ponto  $x = 0$ , ponto G (figura 2.1.21a). Usando a relação de Ghyben-Herzberg, a profundidade da interface abaixo do nível do mar, à esquerda do pé da cunha salina será:

(1) A uma distância  $x$  do pé da cunha salina

$$z(x) = d + b(x) = \delta h(x) \tag{2.1.14}$$

(2) No pé da cunha salina (ponto G)

$$z(0) = d + B(x) = \delta h_0 \tag{2.1.15}$$

O fluxo será dado por:

$$Q_0 = -Kb(x) \frac{dh}{dx}$$

sendo,

$$K = k_d \frac{\gamma_d}{\mu_d} \text{ no domínio da água doce.}$$

Diferenciando a equação (2.1.14):

$$\frac{dh}{dx} = \frac{1}{\delta} \frac{db(x)}{dx}$$

e substituindo tudo na equação do fluxo, obtém-se, em função da profundidade da interface abaixo do nível do mar:

$$Q_0 = -\frac{Kb(x)}{\delta} \frac{db(x)}{dx} \tag{2.1.16}$$

Notando que  $b(x) = \delta h(x) - d$ , obtém-se, em função da carga de água doce acima do nível do mar:

$$Q_0 = -K[\delta h(x) - d] \frac{dh}{dx} \tag{2.1.17}$$

Integrando a equação (2.1.16) na direção horizontal de  $0$  a  $x$  e de baixo para cima ao longo da vertical de  $B$  a  $b(x)$ , obtém-se, em função da profundidade da interface abaixo do nível do mar:

$$\frac{\delta Q_0}{K} \int_0^x dx = - \int_B^{b(x)} b(x) db(x)$$

$$\frac{\delta Q_0 x}{K} = \frac{1}{2} [B^2 - b^2] \tag{2.1.18}$$

Em função da carga de água doce acima do nível do mar (equação 2.1.17), obtém-se:

$$\frac{Q_0}{K} \int_0^x dx = - \int_{h_0}^{h(x)} [\delta h(x) - d] dh(x)$$

$$\frac{Q_0 x}{K} = \frac{\delta}{2} (h_0^2 - h^2) - d(h_0 - h)$$

$$\frac{Q_0 x}{K} = \frac{\delta}{2} \quad (2.1.19)$$

Condição de contorno: em  $x=L$ , isto é, no ponto terminal da cunha de água salgada,  $b(x)+0$  e tem-se, de (2.1.18):

$$\frac{\delta Q_0 L}{K} = \frac{B^2}{2} \quad (2.1.20)$$

### Cunha Salina em Aquífero Livre

Se o aquífero freático considerado recebe uma recarga natural  $N$  e o fluxo natural para o mar é horizontal (Dupuit) e  $b(x) = \delta h(x)$  (Ghyben-Herzberg), a continuidade do fluxo permite obter em função da carga potenciométrica:

$$Q_0 + Nx = -K[b(x) + h(x)] \frac{dh}{dx}$$

$$Q_0 + Nx = -K(1 + \delta)h(x) \frac{dh}{dx} \quad (2.1.21)$$

$$\int_0^x \left[ \frac{Q_0 + Nx}{K(1 + \delta)} \right] dx = - \int_{h_0}^B h dh$$

$$h_0^2 - h^2 = \frac{2Q_0 x + Nx^2}{K(1 + \delta)} \quad (2.1.22)$$

Da condição de contorno da equação (2.1.22), tem-se no ponto terminal da cunha, isto é, em  $x=L$ ,  $b(x)=b = \delta h=0$ . Como  $B = \delta h_0 \Rightarrow h_0^2 = B^2 / \delta^2$

O fluxo de água doce para o mar em um aquífero freático costeiro, sob recarga constante e contínua  $N$ , na zona de influência de uma cunha salina, com extensão  $L$ , é igual a  $Q_0 + NL$ . Daí resulta:

$$\text{Com recarga: } \frac{B^2}{\delta^2} = \frac{2Q_0 L + NL^2}{K(1 + \delta)} \quad (2.1.23)$$

$$\text{Sem recarga: } \frac{B^2}{\delta^2} = \frac{2Q_0 L}{K(1 + \delta)} \quad (2.1.24)$$

Note-se que  $L$  é inversamente proporcional a  $Q_0$  ou seja, quando  $Q_0$  aumenta,  $L$  decresce e isto significa que a extensão da intrusão de água do mar na base do aquífero, expressa por  $L$ , é **uma variável de decisão**, no gerenciamento do aquífero costeiro. Em outras palavras, o comprimento da intrusão salina pode ser controlado (seja em aquífero livre ou confinado), pela vazão de escoamento natural. Quando essa vazão se anula, se ainda houver uma recarga constante (e contínua)  $N$ , a descarga para o mar no ponto terminal será mínima e igual a  $NL$ , e, neste caso, o comprimento da cunha obtido da equação (2.1.23) é igual a:

$$L = \frac{B}{\delta} \sqrt{\frac{K(1 + \delta)}{N}} \quad (2.1.25)$$

### Efeito de Poços na Intrusão de Água Salgada

Em um aquífero costeiro, a carga potenciométrica  $h_0$ , acima da ponta da cunha salina (ponto G) é igual a  $B/\delta$ . Quando um poço está bombeando uma vazão  $Q_w$  a uma distância  $X_w$  da costa, essa vazão pode ser de tal ordem que ao longo da distância  $X_w$  a carga  $h(x) < B/\delta$ . Nesse caso, não existe condição de evitar o avanço da interface para o interior. Somente será possível garantir o equilíbrio do sistema se houver no percurso de avanço uma carga  $h_0 = B/\delta$ , que possa se constituir em **barreira hidráulica**, contra o avanço da interface. Na zona compreendida entre a barreira e o poço, a superfície potenciométrica pode ser rebaixada até abaixo do nível do mar, sem que isso provoque o movimento da cunha salina. É por essa razão que, quando essa barreira não existe, usa-se procedimentos de recarga artificial para criar esta condição no aquífero (alguns procedimentos de recarga artificial são abordados no capítulo 7.5).

A determinação da forma exata da interface induzida por bombeamentos de poços e o valor da vazão crítica acima da qual a água salgada vai contaminar o poço, exige conhecimento bastante detalhado dos parâmetros hidráulicos e da geometria do aquífero costeiro e, particularmente, da posição da cunha salina. De posse de todos esses elementos, é possível avaliar o problema através de uma modelagem numérica tridimensional de fluxo e transporte de solutos (os capítulos 5.3 e 7.3, abordam as questões referentes à modelagens numéricas). Isto porque existe hoje no mercado ampla disponibilidade de *softwares* apropriados para isso. Ainda assim, os resultados somente deverão ser satisfatórios se as observações disponíveis permitirem efetuar uma calibração e validação desses modelos, o que geralmente implica estudos de custo bastante elevado.

### Exercícios Propostos

- 1) O posto pluviométrico  $X$  ficou sem observação durante um mês no qual ocorreram chuvas. As precipitações observadas em 3 (três) estações adjacentes,  $A$ ,  $B$  e  $C$  foram 12,3 mm, 10,5 mm e 15 mm, respectivamente. A precipitação normal anual é de 385 mm no posto  $X$ , 441 mm no posto  $A$ , 368 mm no posto  $B$  e 472 mm no posto  $C$ . Estime a precipitação que deveria ter ocorrido no posto  $X$  no mês em que o mesmo não foi observado.
- 2) Usando a figura 2.1.4 como referência, calcule a chuva média na bacia hidrográfica usando o método de Thiessen, determinando as áreas dos polígonos por planimetragem.
- 3) A água armazenada em um trecho de rio num certo momento, era de 20.000 m<sup>3</sup>. No mesmo instante, o fluxo de entrada no trecho (a montante) era de 14,2 m<sup>3</sup>/s

enquanto que o fluxo de saída a jusante era de 19,8 m<sup>3</sup>/s. Uma hora depois, o fluxo de entrada passou para 19,8 m<sup>3</sup>/s e o fluxo de saída para 21 m<sup>3</sup>/s. Determine a variação de armazenamento que ocorreu no trecho de rio durante a hora. O armazenamento aumentou ou diminuiu?

4) A evaporação anual de um lago com área de 14,6 km<sup>2</sup> é de 3,048 m. Qual é a taxa média diária de evaporação em mm/dia?

5) Levando em conta a taxa de evaporação do problema d, determine a variação no nível do lago após um ano de 365 dias, se o deflúvio médio para o lago é de 0,74 m<sup>3</sup>/s. O nível do lago subiu ou baixou durante esse ano?

6) Um reservatório tem área de 243 ha e recebe um fluxo de 340 L/s. Em quantas horas o nível da água no reservatório apresenta uma subida de 20 cm?

7) Uma área de 200 ha recebe uma chuva com intensidade de 15 mm/h durante 3 dias. Determine no final do período: a) a descarga média de chuva (m<sup>3</sup>/s); b) o volume de chuva (hm<sup>3</sup>); c) a lâmina precipitada (mm).

8) Um aquífero costeiro confinado horizontal, tem cotas de topo e base iguais a +4,5 m e -100m, respectivamente. A condutividade hidráulica é de 10 m/dia e o peso específico da água do mar é de 1,03 g/cm<sup>3</sup>. A carga potenciométrica do aquífero a 10 km de distância da costa é igual a +12 m. Determine: a) a descarga de água doce para o mar, na direção perpendicular à costa; b) a forma e posição da interface.

9) Repita o problema h, considerando que o aquífero é livre com largura de 15 km e que o mesmo recebe uma recarga constante de 30 mm/ano.

10) Um aquífero freático, homogêneo e isotrópico tem a base na cota -120 m. A sua condutividade hidráulica é de 5 m/dia e o fluxo natural para o oceano é de 2 m<sup>3</sup>/m.dia e não existe recarga. Determine a posição da interface no plano xy.

## Referências

ATWATER, G. I. **The effect of decrease in porosity with depth on oil and gas reserves in sandstone reservoirs**. California: School of Earth Sciences, University of Stanford, 1966.

BEAR, J.; VERRUIJT, A. **Modeling groundwater flow and pollution**. Dordrecht: D. Reidel, 1987. 414 p.

BANKS, D.; ROHR-TORP, E.; SKARPHAGEN, H. Ground water resources in hard rock: experience from the Hvaler study, southeastern Norway. **Hydrogeology Journal**, Berlin, v. 2, n. 2, p. 33-42, feb. 1994.

BISCALDI, R. Hydrogéologie des roches eruptives et métamorphiques: analyses bibliographiques. **Bulletin BRGM**, [Orléans], v. 3, n. 2, p. 23-24, 1968.

CASTANY, G. **Traité pratique des eaux souterraines**. Paris: Dunod, 1963. 640 p.

CHILINGAR, G. V. Relationship between porosity, permeability and grain-size distribution of sands and sandstones. In: INTERNATIONAL SEDIMENTOLOGY CONGRESS, 1963, Amsterdam. **Proceedings...** Amsterdam: [s.n.], 1963.

COSTA, W. D. **Análise dos fatores que atuam no aquífero fissural: área piloto dos Estados da Paraíba e Rio Grande do Norte**. 1986. 225 p. Tese (Doutorado), IG-USP, 1986.

CUSTODIO, E.; LLAMAS, M. R. **Hidrología Subterránea**. 2. ed. Barcelona: Ed. Omega, 1983.

DAVIS, S. N.; TURK, L. J. Optimum depth of wells in crystalline rocks. **Ground Water**, Worthington, OH, v. 2, p. 6-11, 1964.

DAVIS, S. N.; DeWIEST, R. J. M. **Hydrogeology**. New York: John Wiley, 1966. 463 p.

DAVIS, S. N. Porosity and permeability of natural materials. In: DE WIEST, R. J. M. (Ed.). **Flow through porous media**. New York: Academic Press, 1969. p. 54-89.

DINGMAN, R. J.; MEYER, G.; MARTIN, R. O. **The water resources of Howard and Montgomery Counties**. [S.l.]: Maryland Dept. of Geology, Mines and Water Resources, 1954. Bulletin 14.

FREEZE, R. A.; CHERRY, J. A. **Groundwater**. New Jersey: Prentice-Hall, 1979. 604 p.

GREGORY, H. E.; ELLIS, E. E. **Underground water resources of Connecticut**. Washington: U.S. Geological Survey, 1909. 323 p. Water Supply Paper.

GUÉRIN, F. P. M., BILLAUX, D. M. On the relationship between connectivity and the continuum approximation in fracture flow and transport modeling. In: CONGRESS OF INTERNATIONAL ASSOCIATION OF HYDROGEOLOGISTS, 1993, Oslo. **Mémoires...** Oslo: IAH, 1993. p. 215-224.

GUSTAFSON, G.; KRÁSNÝ, J. Crystalline rock aquifers: their occurrence, use and importance. **Hydrogeology Journal**, Berlin, v. 2, n. 2, p. 64-75, feb. 1994.

HORTON, R. E. The role of infiltration in the hydrologic cycle. **Transactions, American Geophysical Union**, Washington, v. 14, p. 446-460, 1933.

INTERNATIONAL HYDROGEOLOGY CONGRESS, 1975, Porto Alegre. **Memoires...** IAH, Porto Alegre: [s.n.], 1975. 157 p.

JACCON, G.; CUDO, K. J. **Curva chave: análise e traçado**. Brasília: DNAEE, 1989. 273 p.

JOHNSTON, P. M. **Geology and ground water resources of the Fairfax Quadrangle, Virginia**. Washington: U. S. Geological Survey, 1962. Water-Supply Paper 1539-L.

KARRENBERG, H. **Hydrogeologie der Nicht-verkarstungsfähigen Festgestein**. Wien: Springer Verlag, 1981. 284 p.



- KINZELBACH, W. **Groundwater modelling**: an introduction with sample programs in Basic. Amsterdam: Elsevier, 1986. 333p.
- KRÁSNÝ, J. Regionalization of transmissivity data: hard rocks of the Bohemien Massif, Czechoslovakia. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF HYDROGEOLOGY, 1990, Lausanne. **Mémoires...** Lausanne: [s.n.], 1990. v 1, p. 98-105.
- LATTMAN, L. A.; PARIZEK, R. R. Relationship between fracture traces and the occurrence of ground water in carbonate rocks. **Journal of Hydrology**, Amsterdam, v. 2, p. 73-91, 1964.
- LEGRAND, H. E. **Geology and ground water in the Statesville area, North Carolina**. [Raleigh]: [State] Department of Conservation and Development, 1954. Div. Min. Res. Bull. n.68.
- LEGRAND, H. E. Perspective on problems of hydrogeology. **Geological Society of America Bulletin**, Boulder, CO, v. 73, n. 2, p. 1147-1152, sep. 1962.
- MANOEL FILHO, J. **Modelo de dimensão fractal para avaliação de parâmetros hidráulicos em meio fissural**. 1996. 197 f. Tese (Doutorado)-Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1996.
- MARKOVA, O. L. Water balance peculiarities of karst areas, In: SIMPOSIUM ON WORLD WATER BALANCE, 1970, Reading. [**Proceedings...**]. [S.l.]: IASH; Unesco, 1970. n. 93. p. 35-41.
- MEINZER, O. E.; HARD, H. A. **Artesian-water supply of the Dakota sandstone in North Dakota, with special reference to the Edgeley quadrangle**. Washington: U.S. Geological Survey, 1925. p. 73-95. (Water Supply Paper 520-E).
- PARIZEK, R. R.; DREW, L. J. Random drilling for water in carbonate rocks. In: SYMPOSIUM AND SHORT COURSE ON COMPUTERS AND OPERATIONS RESEARCH IN MINERAL INDUSTRIES, 1966. **Proceedings...** [Pittsburgh]: The Pennsylvania State University, 1966. v. 3, p. 1-22. (Special Publication 2-65).
- PIERSOL, R. J.; WORKMAN, L. E.; WATSON, M. C. **Porosity, total liquid saturation and permeability of Illinois oil sands**. Champaign, IL: Illinois State Geological Survey, 1940. (Reports of Investigation, 67).
- POLUBARINOVA-KOCHINA, P. **Theory of groundwater movement**. Moscow: Gostekhzdat, 1952.
- RICHARD, L. A.; GARDNER, W. Tensiometers for measuring the capillary tension and soil water. **Journal of Agricultural Research**, Washington, D.C., n. 69, p. 215-235, 1936.
- STUART, W. T.; BROWN, E. A.; RHODEHAMEL, E. C. **Groundwater investigations of the marquette iron-mining district, Michigan**. Lansing, MI: Michigan Geological Survey, 1954. (Technical Report 3).
- THORNTHWAITE, C. W. An approach toward a rational classification of climate. **Geographical Review**, New York, v. 38, p. 55-94, 1948.
- TODD, D. K. **Ground Water hydrology**. New York: John Wiley, 1959. 332 p.
- TOLMAN, C. F. **Groundwater**. New York: McGraw-Hill, 1937.
- TOUMA, J.; VAUCLIN, M. Experimental and numerical analysis of two-phase infiltration in a partially saturated soil. **Transport in Porous Media**, Dordrecht, v 1, n. 1, p. 27-55, mar. 1986.
- VAN GENUCHTEN, M. Th. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. **Soil Science Society of America Journal**, Madison, WI, n. 44, p. 892-898, 1980.
- VIESSMAN JR., W.; KNAPP, J. W.; LEWIS, G. **Introduction to hydrology**. New York: Harper & Row, 1977. 704 p.
- WALKER, E. H. **Ground-water resources of the Hopkinsville Quadrangle, Kentucky**. [Washington]: U. S. Geological Survey, 1956. (Water-Supply Paper, n. 1328).
- WALTON, W. **Groundwater resource evaluation**. [New York]: McGrawHill, 1970. 664 p.
- WRIGHT, E. P.; BURGESS, W. G. **The hydrogeology of crystalline basement aquifers in Africa**. London: The Geological Society, 1992. 262 p. (Geological Society Special Publication, n. 66).



## Capítulo 2.2

## MOVIMENTO DAS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS

Jaime J. da Silva Pereira Cabral

## 2.2.1 Introdução

A água tem sido uma fonte de preocupação desde o começo da humanidade. Perguntas como “De onde vem a água?”, “Para onde vai a água?” e “Qual a sua qualidade?”, continuam sendo repetidas através dos tempos e cientistas, hidrólogos, geólogos e engenheiros permanecem estudando para melhorar o nível de conhecimento sobre o assunto.

Séculos de experiência e estudo formaram o conceito de ciclo hidrológico (capítulo 2.1), que trata do movimento da água na hidrosfera e no qual a água subterrânea é um dos componentes. O vapor d’água proveniente da evaporação e evapotranspiração precipita-se em forma de chuva, podendo uma parte escoar ou evaporar e outra infiltrar-se. Do total infiltrado um certo percentual fica retido na camada superior do solo e o restante percola em direção a camadas inferiores para alimentar os aquíferos. É do movimento dessa última parcela que trata esse capítulo.

A água subterrânea pode mover-se pelos poros ou vazios originais da rocha (porosidade primária) ou nas fissuras e cavidades de dissolução, desenvolvidas após a sua formação (porosidade secundária).

A porosidade primária ocorre, geralmente (excetuando-se em algumas rochas vulcânicas), nas rochas sedimentares, dando origem aos aquíferos porosos. A porosidade secundária está associada aos chamados meios anisotrópicos, originando o aquífero fissural, no caso de fraturas e fissuras em rochas cristalinas (ígneas e metamórficas), e o aquífero cárstico, no caso da dissolução de rochas carbonáticas.

Ao nível microscópico, o movimento da água subterrânea em um meio poroso pode ser muito complexo, devido à irregularidade dos poros e canalículos através dos quais o fluido deve passar. Nos primórdios da segunda metade do século dezanove, o francês Henry Darcy conseguiu demonstrar, através de uma série de experimentos, que existe uma relação entre o fluxo de água que atravessa uma camada de areia e o gradiente hidráulico. Daí nasceu o conceito de condutividade hidráulica como uma propriedade macroscópica do meio.

A partir daí, foi possível aplicar aos meios porosos os princípios da hidrodinâmica, entre eles

a equação da continuidade, e estabelecer leis de caráter macroscópico (aplicáveis a um elemento de volume representativo – EVR) que tratam o meio como um contínuo dotado de propriedades médias bem definidas, envolvendo três parâmetros fundamentais: porosidade, condutividade hidráulica e coeficiente de armazenamento.

O presente capítulo trata do movimento da água subterrânea apenas nos aquíferos porosos, representados tanto pelas rochas sedimentares clásticas (arenitos), como por sedimentos inconsolidados, como dunas e aluviões, abrangendo, também, elúvios, colúvios e camadas de intemperismo. Os aspectos do fluxo em meios anisotrópicos serão discutidos no capítulo 6.5 desta publicação.

## 2.2.2 Lei de Darcy

Em 1856, o engenheiro hidráulico francês Henry Darcy pesquisava o escoamento de água em filtros de areia, utilizando um dispositivo similar ao mostrado esquematicamente na figura 2.2.1. Darcy concluiu, com suas pesquisas, que a vazão do escoamento (volume por unidade de tempo) apresentava as seguintes características:

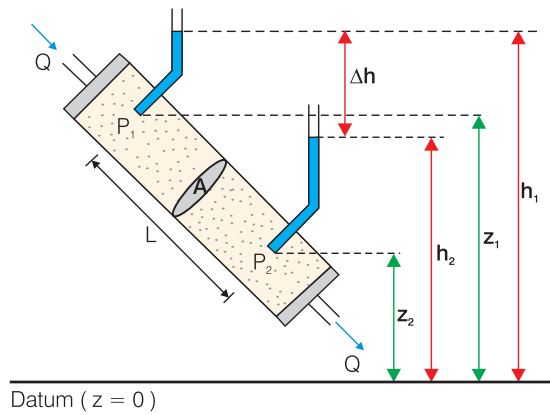
- era proporcional à seção transversal (A) do filtro;
- era proporcional à diferença de cargas hidráulicas ( $h_1 - h_2 = \Delta h$ ), entre os piezômetros 1 e 2 (figura 2.2.1);
- era inversamente proporcional à distância (L) entre os piezômetros 1 e 2 (figura 2.2.1).

A fórmula de Darcy, pode então ser escrita como:

$$Q = K \cdot A \frac{(h_1 - h_2)}{L} \quad (2.2.1)$$

sendo **K** o coeficiente de proporcionalidade, chamado de condutividade hidráulica [L/T].

Pode-se entender a diferença de cargas hidráulicas ( $h_1 - h_2$ ) dividida pelo comprimento (L), como sendo a taxa de perda de carga por unidade de trajeto do fluido, o que recebe o nome de **gradiente hidráulico**.



- $h_1$  = carga hidráulica no piezômetro 1 [L]
- $h_2$  = carga hidráulica no piezômetro 2 [L]
- $z_1$  = cota do ponto  $P_1$  (piezômetro 1) [L]
- $z_2$  = cota do ponto  $P_2$  (piezômetro 2) [L]
- $Q$  = vazão constante que passa pelo cilindro [ $L^3T^{-1}$ ]
- $A$  = área de seção transversal do cilindro [ $L^2$ ]
- $\Delta h$  = variação da carga hidráulica entre os piezômetros 1 e 2 [L]
- $L$  = distância entre os piezômetros 1 e 2 [L]

Figura 2.2.1 - Esboço esquemático do dispositivo utilizado por Darcy.

### Sinal Negativo na Lei de Darcy

A rigor, quando a carga hidráulica cresce ao longo de uma direção, dizemos que o gradiente é positivo e quando a carga hidráulica decresce ao longo de uma direção, dizemos que o gradiente é negativo. O fluxo de água subterrânea ocorre saindo do local de maior carga hidráulica para o local de menor carga hidráulica, ou seja, dizemos que o movimento das partículas de água segue o sentido do gradiente negativo. Por isso muitos textos mais avançados usam a expressão  $v = -K i$ , onde,  $i$  é o gradiente e o sinal negativo da expressão indica que a velocidade tem sentido contrário ao gradiente.

### Condutividade Hidráulica

O coeficiente de proporcionalidade  $K$  que aparece na lei de Darcy pode ser chamado de condutividade hidráulica e leva em conta as características do meio, incluindo porosidade, tamanho, distribuição, forma e arranjo das partículas, e as características do fluido que está escoando (viscosidade e massa específica).

Em um meio isotrópico, a condutividade hidráulica pode ser entendida como sendo numericamente igual à vazão que atravessa uma área unitária submetida a um gradiente hidráulico unitário (ver figura 2.2.14 mais adiante). Refere-se à facilidade da formação aquífera de exercer a função de um condutor hidráulico.

A condutividade hidráulica depende das características do meio poroso e das propriedades do fluido. Obviamente, um fluido viscoso terá, no meio poroso, velocidade diferente da velocidade da água, que tem baixa viscosidade. Além disso, um líquido mais

denso terá características de escoamento diferentes de um líquido menos denso. A condutividade hidráulica pode ser expressa em função dos parâmetros do meio e do fluido da seguinte forma:

$$K = \frac{k\rho g}{\mu} = \frac{k g}{\nu} \quad (2.2.2)$$

sendo  $K$  a condutividade hidráulica [ $LT^{-1}$ ],  $k$  a permeabilidade intrínseca do meio poroso [ $L^2$ ],  $\rho$  a massa específica do fluido,  $g$  a aceleração da gravidade,  $\mu$  a viscosidade dinâmica (chamada, por alguns, de viscosidade absoluta) e  $\nu$  a viscosidade cinemática =  $\mu/\rho$ .

O valor padrão para  $K$  é definido para uma temperatura de 60° F (15,6° C) para ensaios em laboratórios, o que representa bem a temperatura das águas subterrâneas. A condutividade hidráulica sob temperaturas diferentes varia inversamente com a viscosidade cinemática. Portanto:

$$K = K_{15} \frac{\nu_{15}}{\nu_T} \quad (2.2.3)$$

onde,  $K_{15}$  é a condutividade a 15,6° C,  $\nu_{15}$  é a viscosidade cinemática a 15,6° C (= 1,141.10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s),  $\nu_T$  é a viscosidade cinemática na temperatura desejada

Quadro 2.2.1 - Influência da temperatura.

A condutividade hidráulica pode ser expressa em m/s ou cm/s, no entanto, muitos livros expressam a condutividade hidráulica em Meinzer, ou seja, numericamente igual à descarga em galões por dia, através de uma área de 1 pé quadrado sob um gradiente hidráulico unitário (1 pé/pé) (1 galão = 3,785 litros, 1 pé = 30,5 cm). A condutividade hidráulica, em geral, pode ser determinada através de fórmulas, métodos de laboratório ou ensaios de campo.

### Permeabilidade Intrínseca

A permeabilidade intrínseca ( $k$ ), chamada por alguns de permeabilidade específica, é função do tipo do material poroso, sua granulometria e sua disposição estrutural. Normalmente, se expressa  $k$  em cm<sup>2</sup> ou em Darcy. A equivalência é 1 Darcy = 0,987x10<sup>-8</sup> cm<sup>2</sup>. Uma tabela relacionando diversas outras unidades encontra-se no anexo 2.2.1, no fim deste capítulo. Várias fórmulas foram propostas por diferentes autores para relacionar  $k$  com as diversas propriedades do meio poroso. Algumas das fórmulas são empíricas, como por exemplo:

$$k = C d^2 \quad (2.2.4)$$

onde,  $C$  é um valor adimensional que pode ser obtido experimentalmente, e  $d^2$  é o diâmetro médio dos grãos de areia.

Várias pesquisas foram realizadas em diversos países para determinar fórmulas de cálculo da permeabilidade intrínseca. No caso de sedimentos não consolidados, vários estudos já têm comprovado as seguintes conclusões:

- quanto maior o tamanho médio dos grãos do solo, maior a permeabilidade (porque os vazios são maiores);
- quanto maior o desvio padrão do diâmetro das partículas, menor a permeabilidade (o aumento do desvio padrão indica maior variação dos tamanhos dos grãos, com os grãos pequenos ocupando os espaços vazios entre os grãos grandes);
- amostras com um tamanho de grão dominante apresentam maior permeabilidade.

A tabela 2.2.1 mostra alguns exemplos de permeabilidade intrínseca e condutividade hidráulica para alguns tipos de sedimentos não consolidados.

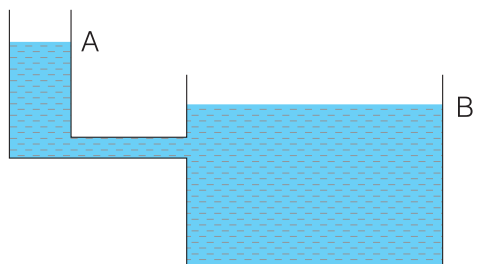
Material	Permeabilidade Intrínseca (cm <sup>2</sup> )	Condutividade Hidráulica (cm/s)
Argila	10 <sup>-14</sup> - 10 <sup>-11</sup>	10 <sup>-9</sup> - 10 <sup>-6</sup>
Silte; Silte arenoso	10 <sup>-11</sup> - 10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-6</sup> - 10 <sup>-4</sup>
Areia argilosa	10 <sup>-11</sup> - 10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-6</sup> - 10 <sup>-4</sup>
Areia siltosa; Areia fina	10 <sup>-10</sup> - 10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-5</sup> - 10 <sup>-3</sup>
Areia bem distribuída	10 <sup>-8</sup> - 10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-3</sup> - 10 <sup>-1</sup>
Cascalho bem distribuído	10 <sup>-7</sup> - 10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-2</sup> - 10 <sup>0</sup>

**Tabela 2.2.1** - Faixa de valores de permeabilidade intrínseca e condutividade hidráulica para vários materiais não consolidados (adaptado de Fetter, 1988).

### Carga Hidráulica

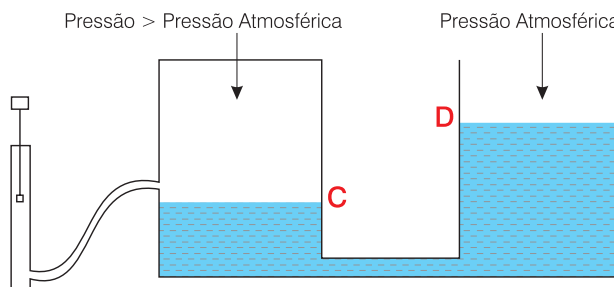
A carga hidráulica indica o nível de energia em que a água se encontra. Para entender bem o processo físico, considere as duas situações a seguir.

No esquema indicado na figura 2.2.2, a água vai escoar de A para B. Observe que em B existe maior quantidade de água, mas isto não é levado em consideração no escoamento. O que importa é o nível em que a água se encontra. Como o reservatório A está com o nível d'água maior que o reservatório B, em relação a um *datum*, a água escoará de A para B.



**Figura 2.2.2** - Influência da elevação do nível d'água no escoamento.

No segundo diagrama (figura 2.2.3), o reservatório C é fechado na parte superior e está sendo mantido com pressão maior que a atmosférica, enquanto D é um reservatório aberto, submetido a pressão atmosférica. Se a pressão em C for suficientemente elevada, a água vai escoar de C para D, mesmo que D esteja numa cota mais elevada.



**Figura 2.2.3** - Influência da pressão no escoamento.

O movimento da água, portanto, depende da elevação do nível, **z** (também chamado de cota geométrica) e da pressão, **p**. A pressão pode ser expressa em altura de líquido, bastando dividi-la pelo peso específico (por exemplo, é muito conhecido que a pressão atmosférica pode ser expressa como 760 mm de altura de mercúrio). Combinando-se as parcelas, obtém-se a expressão para o cálculo da carga hidráulica (**h**):

$$h = z + \frac{P}{\rho \cdot g} \tag{2.2.5}$$

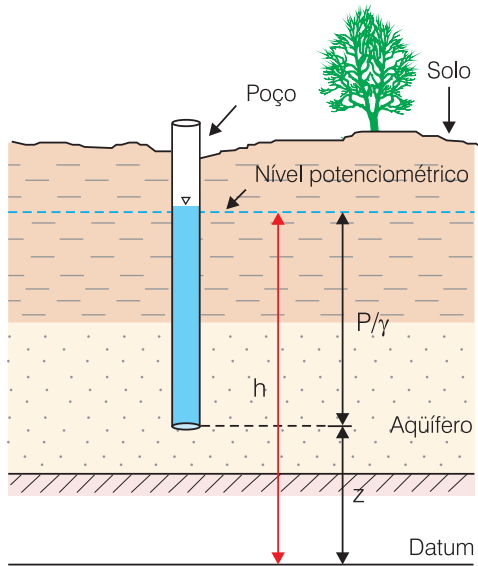
ou

$$h = z + \frac{P}{\gamma} \tag{2.2.6}$$

onde, **ρ** é a massa específica (massa sobre volume), **γ** é o peso específico (peso sobre volume), **p** é a pressão no ponto considerado e **z** é a cota deste ponto.

Portanto, a carga hidráulica é a soma de duas parcelas: a carga de elevação, **z** (altitude ou cota do ponto) e a carga de pressão, **p/γ** (metros de coluna d'água acima do ponto).

Em termos práticos, no caso de aquíferos não confinados (livres), a carga na superfície freática (onde a pressão **p** é nula, por ser a pressão atmosférica de referência) corresponde ao próprio nível da água (**h = z**) e no caso de aquíferos confinados, a carga no topo da camada (tomado como referência) é dada pela carga de pressão (**p/γ**), que corresponde à altura até onde o nível da água se elevará, acima do topo do aquífero, quando perfurado um poço no local. A figura 2.2.4 ilustra esquematicamente as variáveis da expressão (2.2.6).

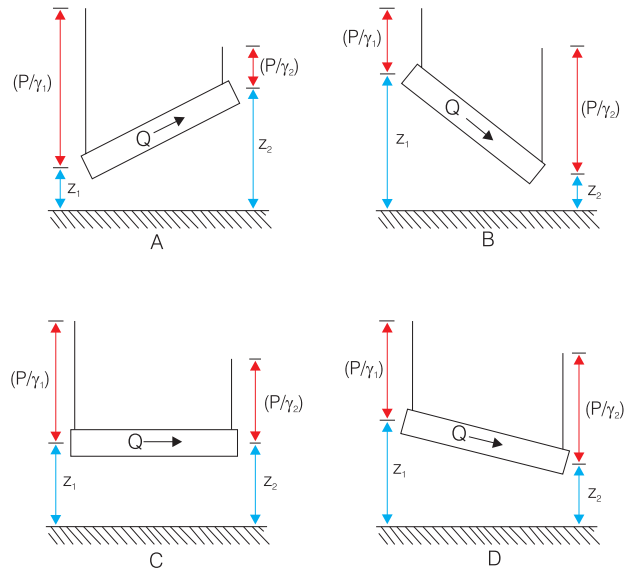


**Figura 2.2.4** - Carga hidráulica em um ponto do aquífero (no fundo do poço) expressa pelo nível potenciométrico.

A figura 2.2.5 mostra algumas combinações possíveis de carga de elevação e carga de pressão. Observa-se que nem a carga de elevação sozinha, nem a carga de pressão sozinha controlam o movimento, sendo este controlado pela carga total.

Em alguns locais, onde existem aquíferos superpostos, o nível potenciométrico ou nível piezométrico de cada aquífero é independente do outro, como mostrado na figura 2.2.6.

Numa região com diversos poços, é possível traçar as isolinhas das cargas hidráulicas para representação da superfície potenciométrica (ou superfície piezométrica) como exemplificado na figura 2.2.7. No entanto, é importante lembrar que a representação da superfície só faz sentido em aquíferos horizontais com fluxo horizontal.



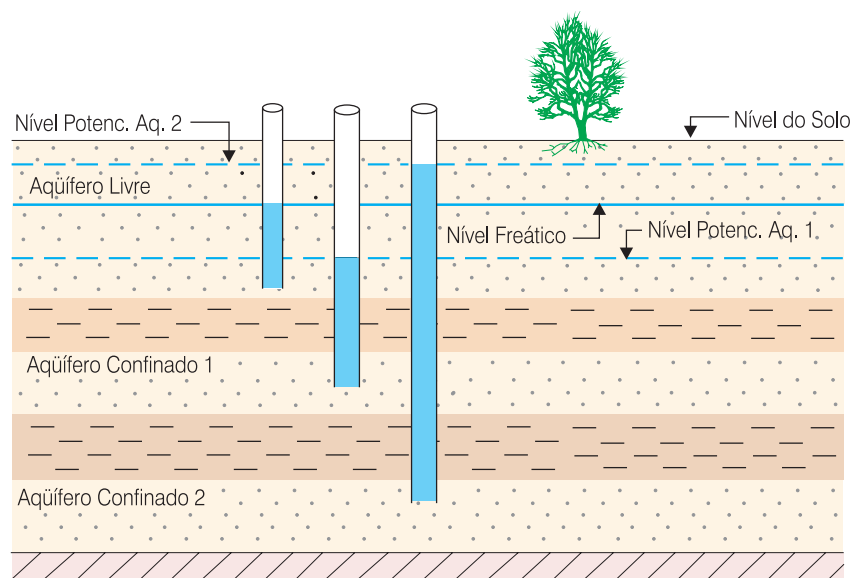
**Figura 2.2.5** - Experimento mostrando um tubo cheio de areia submetido a diversas condições de carga de elevação e carga de pressão. Nem a pressão sozinha, nem a elevação sozinha controlam o processo. O movimento é controlado pela carga total (modificado de Fetter, 1988).

### Velocidade de Darcy

A velocidade de Darcy ( $q$ ), também chamada de velocidade aparente ou descarga específica, pode ser definida como a vazão ( $Q$ ) por unidade de área ( $A$ ).

$$q = \frac{Q}{A} \quad (2.2.7)$$

Entretanto, este parâmetro ( $q$ ), mesmo tendo unidade de velocidade ( $LT^{-1}$ ), não representa a velocidade real do fluxo, já que a seção considerada ( $A$ ) representa a área total, ou seja, a área correspondente aos vazios e à parte sólida (figura 2.2.8).



**Figura 2.2.6** - Níveis potenciométricos de aquíferos superpostos. Os níveis potenciométricos de aquíferos confinados são independentes.

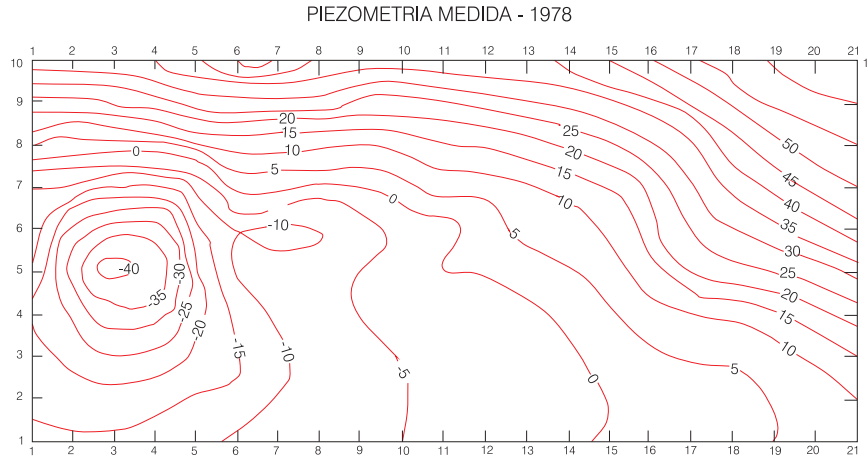


Figura 2.2.7 - Superfície potenciométrica de trecho do aquífero Beberibe (modificado de Cirilo & Cabral, 1989).

**ALERTA**

Representação gráfica de superfícies potenciométricas e redes de fluxo só são válidas para fluxo horizontal em aquíferos horizontais.

Quando existe componente vertical de fluxo, interpretação e cálculos baseados em superfícies potenciométricas pode dar origem a erros grosseiros.

A área da seção transversal do escoamento pelos poros é bem menor que a área de seção do aquífero, e pode ser obtida multiplicando-se a área pela porosidade efetiva.

$$A_{\text{POROS}} = \eta_e \times A_{\text{TOTAL}} \quad (2.2.8)$$

Portanto, a velocidade linear média ( $v$ ), ou seja, a verdadeira velocidade de escoamento pelos poros será dada por:

$$v = \frac{Q}{\eta_e \cdot A} \quad (2.2.9)$$

A relação entre a velocidade real e a velocidade aparente depende da porosidade efetiva:

$$v = \frac{q}{\eta_e} \quad (2.2.10)$$

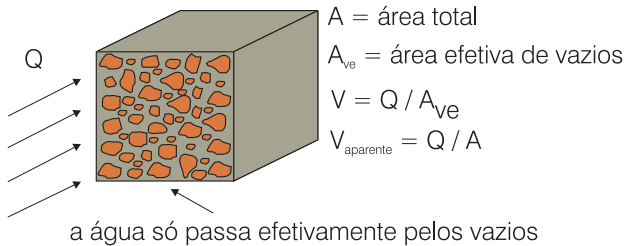


Figura 2.2.8 - Velocidade média e velocidade aparente de fluxo em meio poroso.

Geralmente no cálculo da vazão de um aquífero utiliza-se a velocidade aparente e a área total. Mas é importante lembrar que para cálculo do transporte advectivo de poluentes deve ser utilizada a velocidade real.

**Generalização da Lei de Darcy**

A lei de Darcy, conforme desenvolvida inicialmente, aplicava-se a escoamento unidimensional, contudo, ela pode ser generalizada para escoamento em mais de uma direção (escoamento multidimensional), como ocorre na prática com o fluxo da água subterrânea em duas ou três direções nos aquíferos. Desta forma, a expressão inicial desenvolvida por Darcy:

$$q = \frac{Q}{A} = K \frac{\Delta h}{L} \quad (2.2.11)$$

pode ser generalizada para:

$$q = -K \text{grad } h \quad (2.2.12)$$

sendo  $q$  o vetor velocidade aparente, formado por componentes nas três direções principais de anisotropia (X, Y, Z),  $K$  o tensor de condutividade hidráulica e  $\text{grad } h$  o gradiente da carga hidráulica, que indica como varia a carga hidráulica ao longo de cada uma das direções.

O sinal negativo da equação (2.2.12) indica que o fluxo da água ocorre no sentido dos potenciais decrescentes, ou seja, no sentido contrário ao gradiente de  $h$ .

Gradiente é um operador que indica a taxa de variação de uma grandeza escalar ao longo de cada um dos eixos.

$$\text{grad } h = \frac{\partial h}{\partial x} i + \frac{\partial h}{\partial y} j + \frac{\partial h}{\partial z} k \quad (2.2.13)$$

O vetor gradiente caracteriza a variação de uma função no espaço, indicando sempre tanto o módulo quanto a direção e o sentido da sua máxima variação direcional.

Quadro 2.2.2 - Operador vetorial gradiente.

Nos casos em que é possível alinhar o sistema cartesiano de eixos com as direções principais da condutividade hidráulica, a lei de Darcy para o escoamento tridimensional pode ser representada através das seguintes equações:

$$q_x = -K_x \frac{\partial h}{\partial x} \quad (2.2.14)$$

$$q_y = -K_y \frac{\partial h}{\partial y} \quad (2.2.15)$$

$$q_z = -K_z \frac{\partial h}{\partial z} \quad (2.2.16)$$

Para um terreno anisotrópico, **K** não é um simples escalar e passa a ser uma matriz de coeficientes que pode ser chamada de tensor de condutividade hidráulica. O tensor de condutividade hidráulica possui nove componentes, no caso de um escoamento tridimensional, e quatro componentes, no caso de um escoamento bidimensional.

$$\begin{bmatrix} q_x \\ q_y \\ q_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \partial h / \partial x \\ \partial h / \partial y \\ \partial h / \partial z \end{bmatrix} \quad (2.2.17)$$

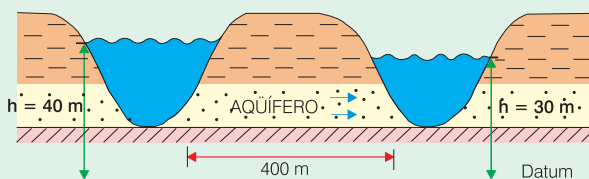
Tensor é um conceito matemático mais abrangente do que um vetor. Em termos simplificados, podemos dizer que um escalar é um tensor simplificado de ordem zero e um vetor é um tensor simplificado de ordem um.

**Quadro 2.2.3** - Tensor de condutividade hidráulica.

Apesar da condutividade hidráulica a rigor ser um tensor, na prática, geralmente é usada como escalar, devido à dificuldade de calcular todas as componentes.

**Exemplo 2.2.1** - Considere que os rios indicados na figura 2.2.9 são paralelos e o fluxo no aquífero é transversal aos mesmos.

- a) Qual a velocidade aparente da água no aquífero?
- b) Qual a velocidade real da água nos poros?
- c) Qual a descarga transferida de um rio para outro, através do aquífero, por metro de comprimento do rio?



**Figura 2.2.9** - Esboço esquemático mostrando dois rios paralelos e a transferência de água de um rio para outro através de um aquífero confinado.

**Dados do problema**

Condutividade Hidráulica ( $K$ ) =  $10^{-3}$  cm/s  
 Espessura do aquífero ( $b$ ) = 20 m  
 Porosidade efetiva ( $\eta_e$ ) = 0,2

**Solução**

Transformando a condutividade hidráulica para m/s, temos:

$$K = 10^{-3} \cdot 10^{-2} = 10^{-5} \text{ m/s}$$

Velocidade aparente:

$$q = K \frac{\Delta h}{L} = 10^{-5} \text{ m/s} \cdot \frac{(40-30)\text{m}}{400\text{m}}$$

$$q = 2,5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s} = 2,5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s} \cdot 86.400 \text{ s/dia}$$

$$q = 2,16 \times 10^{-2} \text{ m/dia} = 2,16 \text{ cm/dia}$$

Velocidade real:

$$v = \frac{q}{\eta} = \frac{2,16}{0,2} \text{ cm/dia}$$

$$v = 10,8 \text{ cm/dia}$$

Vazão transferida por metro de seção transversal do aquífero:

$$Q = q \cdot A$$

$$Q = 2,16 \cdot 10^{-2} \text{ m/dia} \cdot (20 \text{ m} \cdot 1 \text{ m})$$

$$Q = 0,432 \text{ m}^3/\text{dia}$$

**Validade da Lei de Darcy**

A lei de Darcy é válida apenas para escoamentos laminares. Neste tipo de escoamento, as velocidades são relativamente pequenas e a água percola suavemente pelos poros do aquífero. O escoamento é dominado pelas forças viscosas do líquido e a perda de carga varia linearmente com a velocidade.

Para velocidades maiores, o escoamento passa a ser dominado pelas forças de inércia, deixa de ser laminar e transforma-se em turbulento. Ocorre a formação de turbilhonamento, as moléculas de água movem-se de maneira irregular, a perda de carga não varia mais linearmente com a velocidade e a lei de Darcy não pode mais ser aplicada.

Para fluxo em tubulações, o número de Reynolds é um parâmetro adimensional, usado para determinar se o escoamento é laminar ou turbulento, dado pela relação das forças de inércia com as forças de viscosidade:

$$R_e = \frac{\rho \cdot v \cdot D}{\mu} \quad (2.2.18)$$

onde,  $R_e$  é o número de Reynolds,  $\rho$  é a massa específica,  $v$  é a velocidade do líquido no tubo,  $\mu$  é a viscosidade absoluta ou dinâmica,  $D$  é o diâmetro da tubulação.

Neste caso, o valor crítico de passagem do fluxo laminar para o turbulento situa-se em torno de 2.100. Por analogia com a equação (2.2.18), define-se para os meios porosos um número de Reynolds dado por:



$$Re = \frac{q d_{50}}{\nu} \quad (2.2.19)$$

sendo,  $q$  a velocidade de Darcy ou velocidade aparente do fluxo [ $LT^{-1}$ ],  $d_{50}$  o diâmetro médio dos grãos [L] e  $\nu$  a viscosidade cinemática do líquido considerado [ $L^2T^{-1}$ ].

A rigor, para respeitar a analogia com tubos, deveria ser usado o diâmetro dos canais elementares do meio poroso ( $d$ ), mas (talvez pela facilidade de determinação), geralmente, usa-se, em lugar do diâmetro do tubo, o valor de  $d_{50}$ , ou seja, o diâmetro das partículas que na curva granulométrica excede o tamanho de 50% do material granular em peso (poderíamos chamar de mediana dos diâmetros). Às vezes emprega-se o chamado diâmetro efetivo dos grãos  $d_{10}$  (diâmetro que excede o tamanho de 10%, em peso, do material). Maiores detalhes sobre curva granulométrica podem ser vistos no capítulo 6.1.

Diversos pesquisadores analisaram o escoamento da água subterrânea e verificaram que a lei de Darcy é válida para número de Reynolds menor que 1. Outros pesquisadores consideram o limite de validade um pouco mais amplo, podendo chegar até 10. Experiências mais recentes indicam que a transição do regime laminar para o turbulento ocorre para  $Re$  igual a 30 (ver capítulo 6.6, figura 6.6.2).

Em geral, as velocidades da água subterrânea são pequenas e o número de Reynolds fica abaixo do limite indicado. As exceções são o escoamento em fraturas com grande abertura, caminhos preferenciais formados por dissolução de rochas calcáreas e vizinhança dos filtros de poços de grande vazão.

## 2.2.3 Equação de Bernoulli e Potencial Hidráulico

A energia mecânica de um líquido em movimento é composta, basicamente, de três componentes: a energia cinética, a energia potencial gravitacional e a energia de pressão, cujas expressões matemáticas são descritas abaixo.

$$E_C = \frac{1}{2} m \cdot v^2 \quad (2.2.20)$$

$$E_g = m \cdot g \cdot z \quad (2.2.21)$$

$$E_p = P \cdot V \quad (2.2.22)$$

Algumas vezes costuma-se trabalhar com energia por unidade de massa. Assim, dividindo-se cada termo pela massa, a energia mecânica total para massa unitária é dada pela seguinte expressão:

$$\frac{E_m}{m} = \frac{1}{2} v^2 + g \cdot z + \frac{P}{\rho} \quad (2.2.23)$$

onde,  $\rho$  é a massa específica (m/V)

No caso de água subterrânea, as velocidades são muito pequenas (da ordem de alguns centímetros por dia) e o termo da energia cinética pode ser desprezado. Chamando a energia mecânica por unidade de massa de potencial hidráulico ( $\phi$ ), obtém-se:

$$\phi = g \cdot z + \frac{P}{\rho} \quad (2.2.24)$$

$\phi$  é chamado por alguns de potencial de forças ou potencial fluido e obedece à condição de potencial definida pelos físicos e matemáticos. Hubbert (1940) definiu potencial hidráulico como uma quantidade física, capaz de ser medida em cada ponto do escoamento, cujas propriedades são tais que o escoamento sempre ocorre dos pontos com maior potencial para os pontos com menor potencial, independente da direção no espaço.

Se dividirmos a equação (2.2.23) pela aceleração da gravidade, obteremos:

$$\frac{E_m}{m \cdot g} = \frac{v^2}{2 \cdot g} + z + \frac{P}{\rho \cdot g} \quad (2.2.25)$$

A equação (2.2.25) é chamada de equação de Bernoulli e representa a soma das energias por unidade de peso. Em termos simplificados, considerando que a equação (2.2.5) representa a carga hidráulica ( $h$ ) e desprezando o termo da energia cinética, o potencial hidráulico ( $\phi$ ) pode ser obtido multiplicando-se a carga hidráulica ( $h$ ) pela gravidade ( $g$ ):

$$\phi = g \cdot h \quad (2.2.26)$$

Como  $g$  na superfície terrestre é praticamente constante,  $\phi$  e  $h$  são perfeitamente correlacionáveis e a carga hidráulica pode ser considerada como um potencial do ponto de vista físico e matemático.

No caso de escoamentos compressíveis, Hubbert estendeu o conceito de carga piezométrica para casos onde  $\rho = \rho(p)$  introduzindo um potencial definido por:

$$g \cdot h^* = g \cdot \int_{z_0}^z dz + \int_{p_0}^p \frac{dp}{\rho(p)} \quad (2.2.27)$$

Neste caso:

$$q = -K \cdot \text{grad } h^* \quad (2.2.28)$$

Ou seja, mesmo nos casos onde haja necessidade de levar em conta o efeito da compressibilidade da água, a lei de Darcy pode ser aplicada.

Quadro 2.2.4 - Efeito da compressibilidade do fluido.

### 2.2.4 Anisotropia e Heterogeneidade

Um aquífero é considerado anisotrópico quando a condutividade hidráulica é diferente para cada uma das direções dos eixos coordenados. Um aquífero heterogêneo é formado por materiais de condutividade diferente. Apesar de muitas vezes se considerar o aquífero como homogêneo e isotrópico, devido à dificuldade de obtenção de dados mais precisos, na verdade, o mais comum é a anisotropia. Em aquíferos sedimentares, isto ocorre por dois fatores: um deles é que as partículas não são esféricas e, geralmente, depositam-se com o lado plano para baixo, e o outro é que os aquíferos são formados por camadas superpostas de diferentes materiais. A tabela 2.2.2 mostra características de anisotropia para alguns materiais. Camadas horizontais menos permeáveis retardarão o escoamento vertical sem afetar significativamente o escoamento horizontal nas outras camadas, de modo que a condutividade hidráulica na horizontal é maior que na direção vertical.

Materiais	Condutividade Horizontal (m/s)	Condutividade Vertical (m/s)	Relação
Anidrita	$10^{-14}$ a $10^{-12}$	$10^{-15}$ a $10^{-13}$	10
Calcáreo Gredoso	$10^{-10}$ a $10^{-8}$	$5 \cdot 10^{-11}$ a $5 \cdot 10^{-9}$	2
Dolomita	$10^{-9}$ a $10^{-7}$	$5 \cdot 10^{-10}$ a $5 \cdot 10^{-8}$	2
Arenito	$5 \times 10^{-13}$ a $10^{-10}$	$2,5 \times 10^{-13}$ a $5 \times 10^{-11}$	2
Siltito, Folhelho	$10^{-14}$ a $10^{-12}$	$10^{-15}$ a $10^{-13}$	10

Tabela 2.2.2 - Anisotropia de alguns materiais (adaptado de Domenico e Schwartz, 1997)

**Exemplo 2.2.2** - Um sistema aquífero é formado por duas camadas horizontais (figura 2.2.10). A camada superior possui  $K = 1 \cdot 10^{-5}$  m/s e a camada inferior possui  $K = 2 \cdot 10^{-6}$  m/s. A carga hidráulica na extremidade oeste é de 60 m e na extremidade leste é de 40 m. Calcule a vazão em cada camada.

**Solução**

A vazão por metro de largura em cada camada será dada por:

$$Q = K \cdot A \cdot \frac{\Delta h}{L}$$

$$Q_1 = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 1 \cdot 20 \cdot \frac{(60-40)}{500} = 8 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 2 \cdot 10^{-6} \cdot 1 \cdot 15 \cdot \frac{(60-40)}{500} = 1,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

Observe que o fluxo horizontal na camada mais permeável independe do fluxo na camada menos permeável.

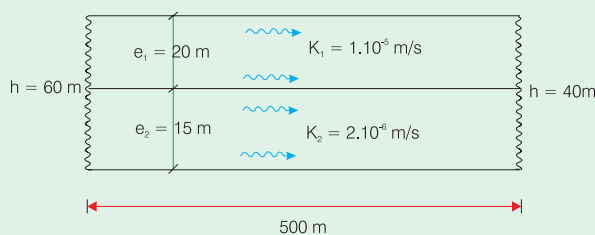


Figura 2.2.10 - Fluxo horizontal através de duas camadas porosas, com condutividades hidráulicas diferentes.

**Exemplo 2.2.3** - Para as mesmas camadas do exemplo anterior, considere que a carga hidráulica no topo é de 80 m e na base do sistema aquífero é de 50 m (figura 2.2.11). Calcule a vazão por metro de largura.

**Solução:**

Observe que o fluxo agora é igual em ambas camadas, visto que só passa pela segunda camada o fluxo que passou pela primeira.

$$Q = Q_1 = Q_2 = K_1 \cdot A \cdot \frac{\Delta h_1}{20} = K_2 \cdot A \cdot \frac{\Delta h_2}{15}$$

A soma das variações de carga hidráulica deve ser igual à variação total da carga hidráulica.

$$\Delta h_1 + \Delta h_2 = 80 - 50 = 30 \text{ m}$$

Vale a pena observar que no caso anterior, quanto maior a espessura  $e$ , maior a capacidade de conduzir água (relação direta). No caso do escoamento vertical, quanto maior a espessura  $e$ , menor a capacidade de condução de água (relação inversa).

$$\Delta h_1 = 6,32 \text{ m} \quad \text{e} \quad \Delta h_2 = 23,68 \text{ m}$$

$$Q = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 500 \cdot 1 \cdot \frac{6,32}{20} = 1,58 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

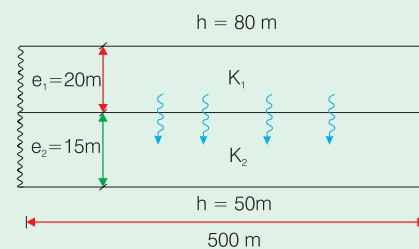
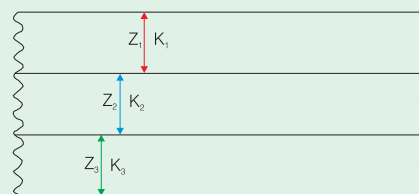


Figura 2.2.11 - Fluxo vertical através de duas camadas porosas com condutividades hidráulicas diferentes.

No caso de camadas horizontais de condutividades diferentes, a condutividade equivalente para escoamento horizontal será:



$$K_x = \frac{K_1 \cdot z_1 + K_2 \cdot z_2 + K_3 \cdot z_3}{z_1 + z_2 + z_3} \tag{2.2.29}$$

A condutividade horizontal equivalente é obtida pela **média ponderada** das condutividades, onde o fator de ponderação é a espessura da camada. Para a condutividade vertical, obtemos a seguinte expressão:

$$K_z = \frac{z_1 + z_2 + z_3}{\frac{z_1}{K_1} + \frac{z_2}{K_2} + \frac{z_3}{K_3}} \tag{2.2.30}$$

que pode ser entendida como o inverso de uma média onde os termos variam inversamente com  $z$ .

Quadro 2.2.5 - Condutividade hidráulica equivalente de camadas horizontais.

Quando as direções principais de condutividade são oblíquas ao gradiente de carga hidráulica, o problema pode ser resolvido para cada direção separadamente e, depois, calcula-se a resultante.

**Exemplo 2.2.4** - No esboço esquemático da figura 2.2.12a, a carga hidráulica do rio Verde é de 100,0 m, acima do datum, e do rio Amarelo é de 50,0 m. Qual a direção do escoamento entre os dois rios e qual a velocidade de Darcy?

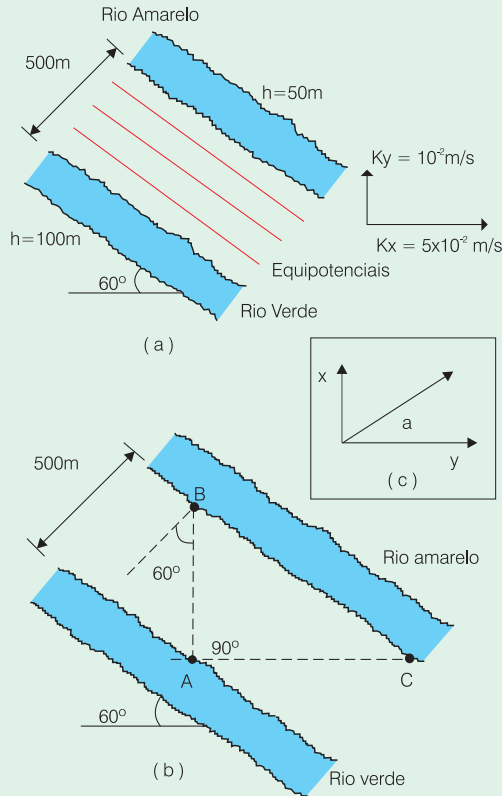


Figura 2.2.12 - Fluxo em aquífero anisotrópico.

**Solução**

Escolhendo pontos A e B alinhados com  $K_y$ , e pontos A e C alinhados com  $K_x$ , conforme mostrado na figura 2.12b, teremos:

$$AB = \frac{500}{\cos 60^\circ} = 1.000 \text{ m}$$

$$AC = \frac{500}{\sin 60^\circ} = 577,35 \text{ m}$$

$$q_x = K_x \cdot \frac{\Delta h}{L_x} = 5 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{(100-50)}{577,35} = 4,3 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

$$q_y = K_y \cdot \frac{\Delta h}{L_y} = 1 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{(100-50)}{1.000} = 0,5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

$$q_{\text{resultante}} = \sqrt{q_x^2 + q_y^2} = 4,36 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

Direção do fluxo (figura 2.2.12.c):

$$\text{tg} \alpha = \frac{q_y}{q_x} = 0,115 \rightarrow \alpha = 6,58^\circ$$

É importante observar que quando o material é anisotrópico, a velocidade não é perpendicular às equipotenciais.

### 2.2.5 Equação da Continuidade (Conservação da Massa d'Água)

Uma outra equação que deve ser obedecida é a da conservação da massa d'água, também chamada de equação da continuidade, ou seja, a água não pode ser criada nem destruída, pode apenas ser transportada de um ponto a outro e armazenada em algum lugar. Esta equação pode ser escrita da seguinte forma:

$$\frac{\partial \eta \rho v_x}{\partial x} + \frac{\partial \eta \rho v_y}{\partial y} + \frac{\partial \eta \rho v_z}{\partial z} = - \frac{\partial \eta \rho}{\partial t} \quad (2.2.31)$$

$$\text{div}(\eta \rho v) = - \frac{\partial \eta \rho}{\partial t} \quad (2.2.32)$$

sendo **div** o operador vetorial divergente, que representa uma forma compacta de escrever a equação anterior.

É importante entender o significado físico da equação (2.2.31). As três parcelas do primeiro membro indicam a quantidade de água que chega no local de estudo em cada uma das três direções dos eixos principais. O segundo membro indica a variação do armazenamento no local.

### 2.2.6 Equação Geral do Fluxo Subterrâneo

Aplicando a lei de Darcy (para o caso tridimensional), na equação de continuidade, tem-se:

$$\text{div}(\eta \rho v) = - \frac{\partial \eta \rho}{\partial t}$$

onde  $R_v$  corresponde à taxa de recarga por unidade de volume.

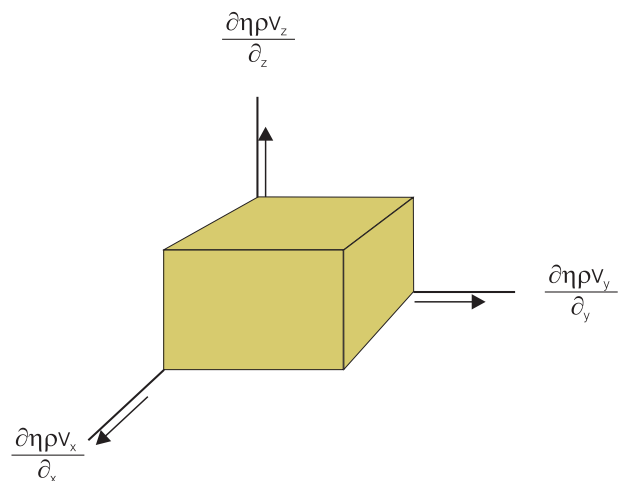


Figura 2.2.13 - Conservação da massa (equação da continuidade). Não se pode criar nem destruir água, apenas transportá-la de um ponto a outro.

Aplicando-se o conceito de armazenamento específico, a equação que representa o escoamento no aquífero pode ser escrita como:

$$\text{div}(K \text{ grad } h) + R_v = S_e \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.2.33)$$

Admitindo-se que os eixos cartesianos utilizados em determinado problema coincidem com as direções principais do tensor da condutividade hidráulica, os elementos não pertencentes à diagonal principal serão nulos. Daí:

$$\frac{\partial}{\partial x} (K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z}) + R_v = S_e \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.2.34)$$

Vale observar que a unidade de armazenamento específico é o inverso da unidade de comprimento e a unidade de recarga  $R_v$  é o inverso do tempo.

O valor de  $R_v$  será positivo, se a água é adicionada ao aquífero e negativo, se água é retirada do aquífero. O termo é usado tanto para a recarga distribuída como para recarga concentrada e é função das coordenadas espaciais e do tempo.

### Aquífero Confinado não Drenante

Num aquífero confinado, as camadas acima e abaixo do meio poroso são impermeáveis e a condição de contorno nessas duas faces é de fluxo nulo.

Como os aquíferos são praticamente horizontais e considerando que as variações de espessura sejam desprezíveis, pode ser feita a análise apenas no plano do aquífero. Isto significa que a carga hidráulica é independente de  $z$ , isto é,  $h = h(x, y, t)$ .

Chamando a espessura do aquífero de  $b$  e procedendo à integração da equação geral do fluxo ao longo do eixo vertical, obtém-se:

$$\frac{\partial}{\partial x} (b \cdot K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (b \cdot K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (b \cdot K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z}) + R_v \cdot b = S_e \cdot b \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.2.35)$$

Chamando  $R_v \cdot b$  de  $R$  (recarga no modelo bidimensional) e aplicando as definições de transmissividade ( $T = K \cdot b$ ) e coeficiente de armazenamento ( $S = S_e \cdot b$ ), chega-se a equação:

$$\frac{\partial}{\partial x} (T_{xx} \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (T_{yy} \frac{\partial h}{\partial y}) + R = S \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.2.36)$$

Se a transmissividade é constante, tem-se:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{R}{T} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.2.37)$$

onde,  $R$  é expresso em m/s ou em qualquer outra relação entre comprimento e tempo e é função das coordenadas do plano e do tempo. O coeficiente de armazenamento é adimensional.

### Transmissividade

Transmissividade corresponde à quantidade de água que pode ser transmitida horizontalmente por toda a espessura saturada do aquífero. Pode-se conceituá-la como a taxa de escoamento de água através de uma faixa vertical do aquífero com largura unitária submetida a um gradiente hidráulico unitário (figura 2.2.14).

O conceito de transmissividade é utilizado em estudos bidimensionais. Para aquíferos confinados, a transmissividade é dada pela expressão:

$$T = K \cdot b \quad (2.2.38)$$

sendo  $T$  a transmissividade ( $L^2/T$ ),  $K$  a condutividade hidráulica ( $L/T$ ) e  $b$  a espessura do aquífero ( $L$ ).

As unidades de transmissividade são  $m^2/s$ ,  $m^2/dia$  ou galões/dia/pé, no sistema inglês.

### Coefficiente de Armazenamento

A capacidade de um aquífero armazenar e transmitir água depende das propriedades da água (densidade, viscosidade e compressibilidade) e das propriedades do meio poroso (porosidade, permeabilidade intrínseca e compressibilidade). Estas propriedades são responsáveis por todo o comportamento do aquífero. Nesta seção serão

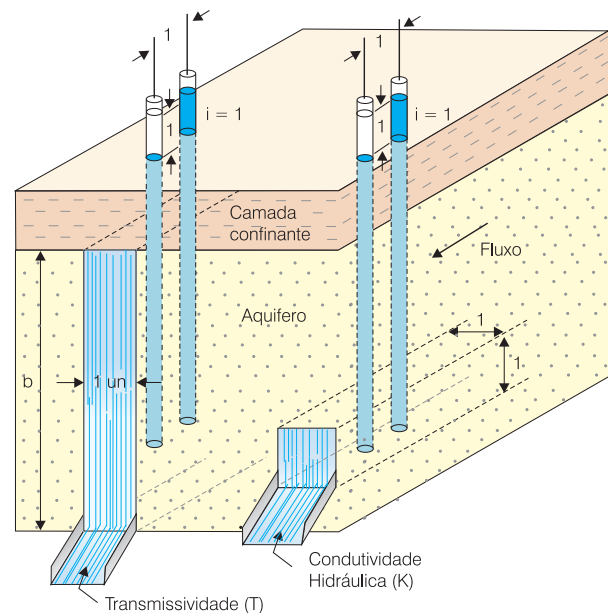


Figura 2.2.14 - Ilustração mostrando os conceitos de condutividade hidráulica e transmissividade (modificado de Driscoll, 1986).

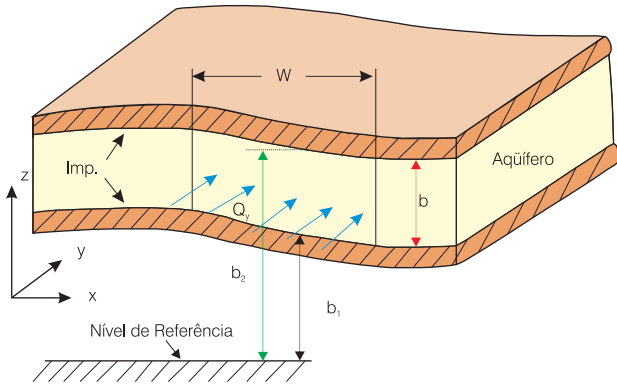


Figura 2.2.15 - Transmissividade (modificado de Bear & Verruijt, 1990).

**LEMBRETE**

A equação geral do fluxo subterrâneo é uma equação diferencial parcial. Para resolver esta equação, geralmente usam-se métodos numéricos. Os mais comuns são o método das diferenças finitas e o método dos elementos finitos (capítulo 7.3).

vistos os conceitos de armazenamento específico e coeficiente de armazenamento, que utilizam algumas das propriedades acima.

O armazenamento específico de um aquífero saturado é definido como o volume de água liberado por um volume unitário do aquífero submetido a um decréscimo unitário de carga hidráulica:

$$S_e = \frac{\delta V_{\text{liberado}}}{V \cdot \delta h} \tag{2.2.39}$$

onde  $\delta$  indica uma pequena variação.

O mecanismo de liberação de água nos aquíferos confinados é bem diferente daquele que ocorre em aquíferos livres, onde a água é liberada para poços ou fontes, principalmente em função da drenagem dos poros. Os vazios, inicialmente saturados, passam a ser ocupados pelo ar e o nível freático fica mais baixo. No caso de aquíferos confinados, ao liberar água os poros não são esvaziados. A pressão da água no aquífero é maior que a pressão atmosférica e ao ser perfurado um poço e extraída água, ocorre gradativamente um alívio na pressão hidrostática, aumentando, conseqüentemente, o peso das camadas geológicas superiores sobre a estrutura física do material poroso, provocando uma compactação do aquífero. Nestes casos, a água é liberada devido a dois fatores: um deles, devido à expansão da água proporcionada pela redução da pressão hidrostática e o outro, devido à redução dos vazios do aquífero causada pelo aumento da pressão sobre a estrutura do meio poroso. O armazenamento específico é dado pela equação:

$$S_e = \rho \cdot g(\alpha + \eta \cdot \beta) \tag{2.2.40}$$

sendo  $\alpha$  a compressibilidade do meio poroso e  $\beta$  a compressibilidade da água.

O coeficiente de armazenamento é um parâmetro adimensional definido pela expressão:

$$S = S_e \cdot b \tag{2.2.41}$$

sendo **b** a espessura do aquífero (L).

É possível definir um único parâmetro envolvendo os conceitos de transmissividade e de armazenamento de um aquífero.

$$D = \frac{T}{S} = \frac{K}{S_e} \tag{2.2.42}$$

onde, **D** é chamado de difusividade hidráulica do aquífero.

Quadro 2.2.6 - Difusividade hidráulica.

**Aquífero Confinado Drenante**

Num aquífero confinado drenante, uma ou ambas as camadas limitantes são semipermeáveis. Para efeito de simplificação, será feita a consideração de que a camada inferior é impermeável e que a camada superior possui permeabilidade pequena, mas diferente de zero. Considerando-se a ocorrência de uma carga hidráulica  $h_1$  constante, acima da camada semi-permeável no plano (x, y), a taxa de infiltração vertical  $I_v$  para o aquífero, através dessa camada semipermeável, é dada por:

$$I_v = K' \cdot \left( \frac{h_1 - h}{b'} \right) \tag{2.2.43}$$

sendo **K'** e **b'**, respectivamente, a condutividade hidráulica e a espessura da camada semi-permeável.

Alguns autores definem a relação entre **K'/b'** como coeficiente de drenança (Bear, 1979) e a relação inversa **b'/K'** como resistência da camada semipermeável (c):

$$c = \frac{b'}{K'} \tag{2.2.44}$$

Logo, em função da resistência hidráulica da camada confinante, a filtração vertical expressa-se por:

$$I_v = \frac{h_1 - h}{c} \tag{2.2.45}$$

Este valor da taxa de filtração vertical deve ser adicionado, no caso, ao termo de recarga (R):

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( T_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( T_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{h_1 - h}{c} + R = S \frac{\partial h}{\partial t} \tag{2.2.46}$$

## Aquífero Livre ou não Confinado

No aquífero livre não existe camada limitante impermeável na face superior. Para simplificação do cálculo, admite-se que existe uma interface de separação entre a zona saturada e uma região acima, considerada completamente seca.

Aplicando-se a aproximação de Dupuit, pode-se considerar a carga ao longo de uma linha vertical como constante e o escoamento como sendo horizontal. Levando-se em conta que ao longo da superfície livre atua a pressão atmosférica, pode ser considerado como a espessura do aquífero. Aplicando-se as mesmas considerações das equações anteriores chega-se a:

$$\frac{\partial}{\partial x} (h \cdot K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (h \cdot K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y}) + R = S \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.2.47)$$

Infelizmente, esta equação é não linear, no entanto, adotando-se a condutividade hidráulica como constante, pode ser aplicada a relação:

$$h \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{1}{2} \frac{\partial (h^2)}{\partial x} \quad (2.2.48)$$

de onde se obtém:

$$\frac{\partial^2 (h^2)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 (h^2)}{\partial y^2} + \frac{2R}{K} = \frac{2S}{K} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.2.49)$$

Utilizando-se uma nova variável vem:

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{2R}{K} = \frac{S}{K\sqrt{v}} \frac{\partial v}{\partial t} \quad (2.2.50)$$

Para um problema de fluxo em regime permanente, o termo do lado direito da igualdade não existe e a equação é linear em  $v$ , com as vantagens de utilizar-se os métodos de solução disponíveis e o princípio de superposição de soluções.

Para um problema de fluxo transitório ou não permanente, a equação é não linear devido ao termo vinculado à raiz quadrada. Muitas vezes, quando se resolve o problema por iterações sucessivas, pode-se linearizar a equação, utilizando o valor da raiz quadrada de  $v$  da iteração anterior. Atualmente já existem diversos pacotes computacionais que resolvem esta equação 2.2.49, utilizando métodos numéricos aproximados.

### 2.2.7 Redes de Fluxo

Em estudos bidimensionais, para efeito de visualização e entendimento do escoamento, costuma-se traçar redes de fluxo mostrando a direção e o sentido da velocidade ao longo da região analisada. É importante lembrar que as redes de fluxo não representam bem o escoamento se houver componentes de velocidade na direção perpendicular ao plano estudado.

Dupuit, em 1863, verificou que nos escoamentos de água subterrânea a declividade da superfície freática é, geralmente, muito pequena e o escoamento pode ser considerado como praticamente horizontal. Com isto reduz-se uma dimensão do problema e a carga hidráulica torna-se função, apenas, das coordenadas horizontais do meio poroso. A validade da aproximação de Dupuit tem sido analisada por muitos autores, ficando comprovado que a aproximação é aceitável para pequenas declividades da superfície freática e para aquíferos não muito espessos (Wang & Anderson, 1982). Para fluidos não confinados em meios porosos isotrópicos, verifica-se que para declividades da superfície piezométrica de até 10%, o erro relativo cometido no cálculo da velocidade, utilizando-se a aproximação de Dupuit, é de apenas 1%. A aproximação de Dupuit, no entanto, não tem apresentado bons resultados no cálculo do escoamento na vizinhança de poços parcialmente penetrantes no aquífero (Kemblowsky, 1987) e em caso de problemas transientes em que ocorre uma brusca mudança de taxa de escoamento (Bear & Dagan, 1964).

Quadro 2.2.7 - Condição de Dupuit.

Antigamente se usava o processo gráfico de redes de fluxo como forma de ajudar a resolver as equações diferenciais do escoamento. Atualmente, as equações já são resolvidas com uso do computador e utilizam-se as redes de fluxo para dar uma idéia do escoamento no meio poroso (figura 2.2.16). Além disso, ultimamente, prefere-se traçar o vetor velocidade em diversos pontos, ao invés de desenhar a linha de fluxo, e o comprimento do traçado do vetor é proporcional ao valor da velocidade. Desta forma, as redes de fluxo computacionais conseguem representar o módulo, a direção e o sentido do vetor velocidade (figura 2.2.17).

No traçado de redes de fluxo é importante notar as escalas de cada eixo. Em estudos horizontais, geralmente usam-se escalas iguais para os dois eixos. Em estudos bidimensionais em planos verticais, no entanto, costuma-se ampliar a escala vertical e com isto ocorre uma deformação na aparência da rede (figura 2.2.18). É importante, ainda, observar que a regra prática tradicional de que **as linhas de fluxo são perpendiculares às linhas eqüipotenciais** só é válida se o meio poroso for isotrópico e as escalas nas duas direções forem iguais.

### Exercícios Propostos

- 1) O mapa esquemático a seguir mostra a posição de três poços. A tabela a seguir indica a cota topográfica, a profundidade do poço e a profundidade do nível estático. Adotando o datum no zero da cota topográfica:
  - a) calcular as cargas hidráulicas de cada poço;
  - b) calcular a altura de água dentro do poço (do fundo do poço à superfície da água estática);
  - c) esboçar as isolinhas de carga hidráulica; e
  - d) considerando o material isotrópico, esboçar vetores da velocidade de escoamento.

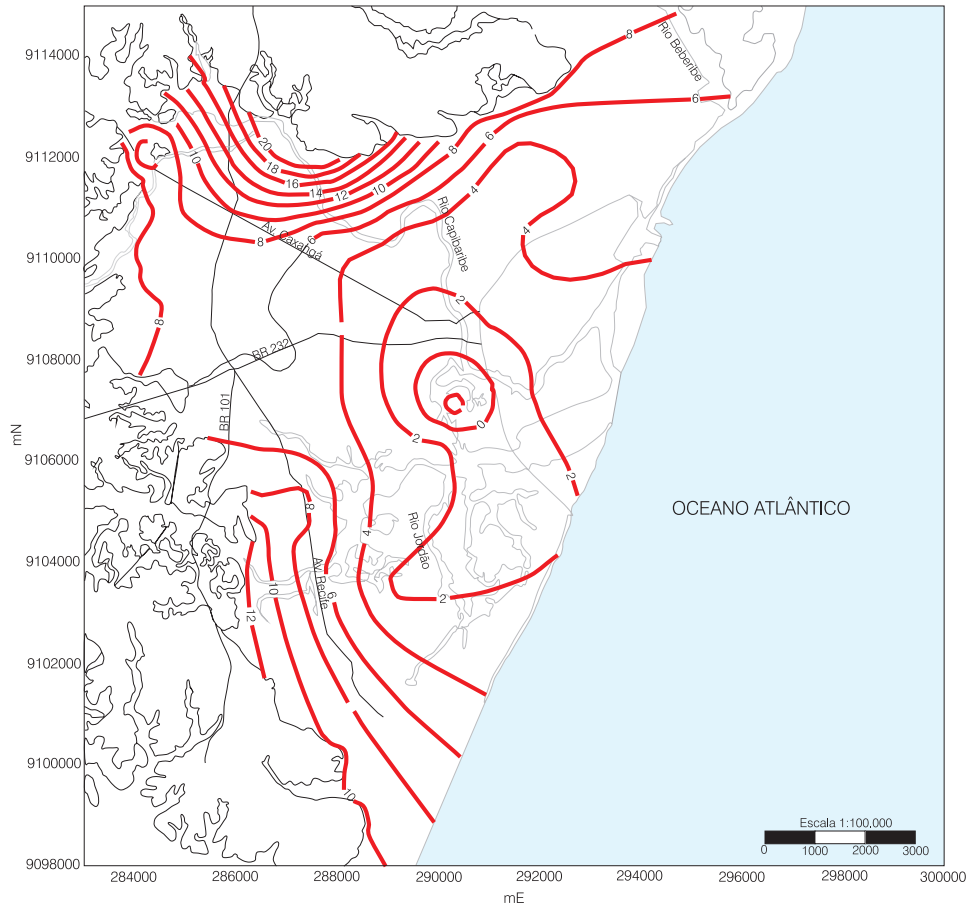


Figura 2.2.16 - Potenciometria no início da série histórica (1970) para o aquífero Boa Viagem (modificado de Monteiro, 2000).

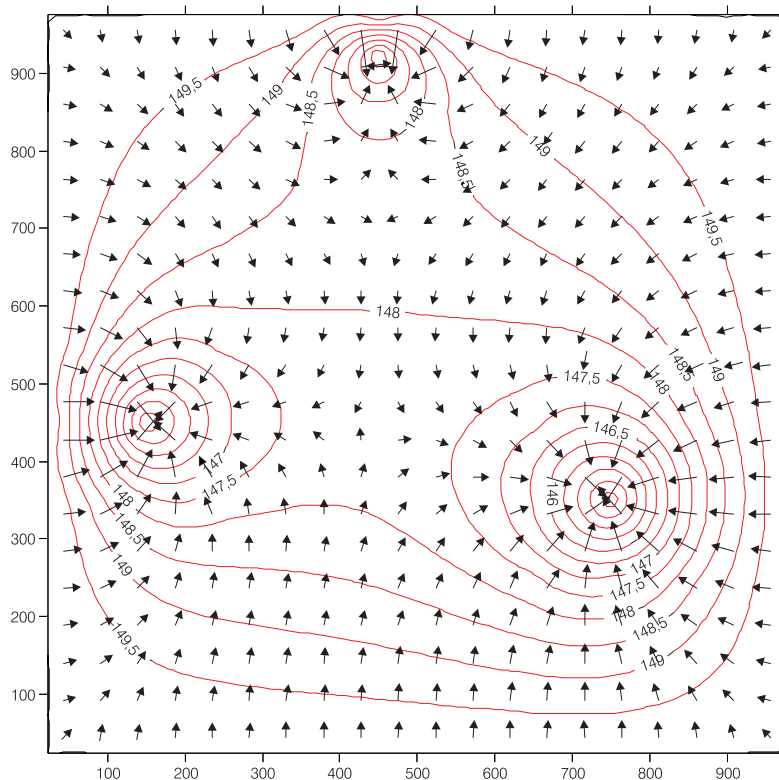


Figura 2.2.17 - Rede de fluxo e equipotenciais traçados com software gráfico.

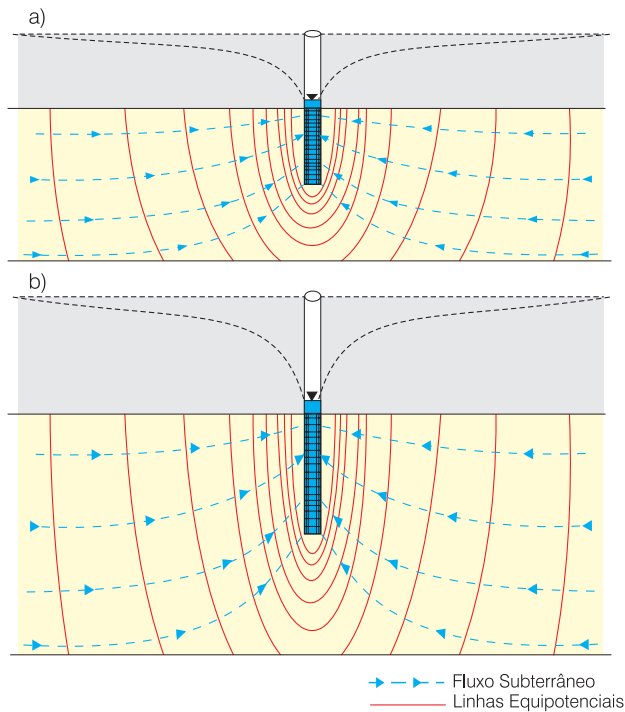
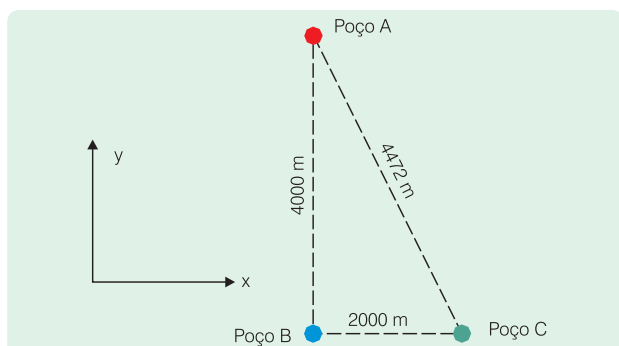


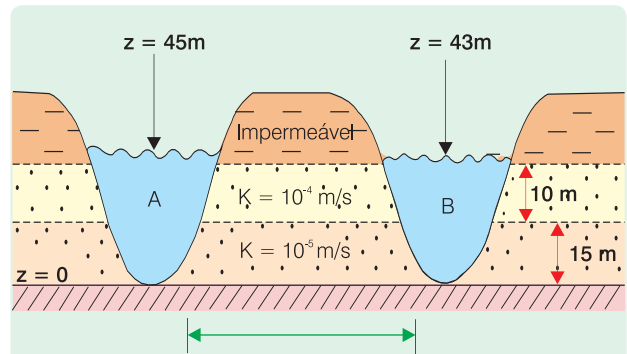
Figura 2.2.18 - Deformação na rede de fluxo devido ao exagero na escala vertical. a) traçado original da rede de fluxo; b) traçado deformado com escala vertical o dobro da escala inicial. (Fonte: Modificado de Driscoll, 1986).



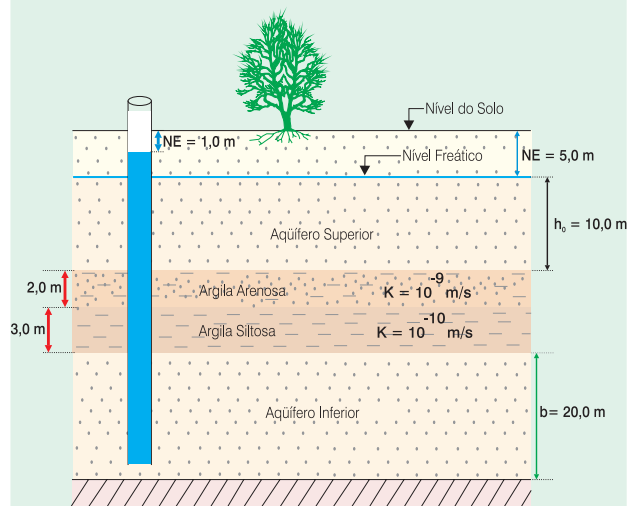
	Cota Topográfica (m)	Profundidade do Poço (m)	Nível Estático (m)
A	192,00	112,00	45,00
B	191,00	120,00	35,00
C	179,00	96,00	34,00

2) Considere dois reservatórios de água escavados no terreno como, mostrado na figura a seguir:

- calcular o gradiente hidráulico no material poroso entre os dois reservatórios;
- calcular a velocidade de Darcy na camada 1 e na camada 2;
- considerando uma faixa de 1,0 m de largura, indo do reservatório A até o reservatório B, calcule a vazão na camada 1 e a vazão na camada 2; e
- calcule a condutividade hidráulica equivalente do conjunto das duas camadas.



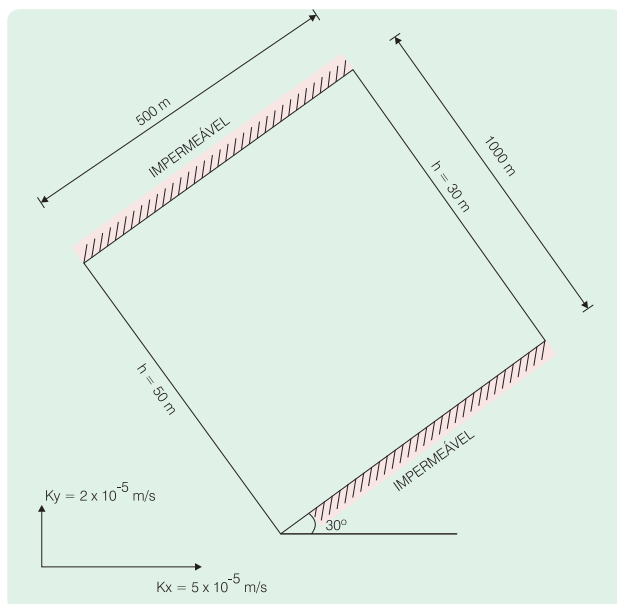
3) Em certo local a camada semipermeável (aquítardo) entre o aquífero superior e o aquífero inferior é formada por 2,0 m de argila arenosa sobreposta a 3,0 m de argila siltosa (esquema da figura abaixo).



Considerando que o nível estático de um poço que capta água do aquífero inferior é de 1,0 m:

- calcular a velocidade de Darcy na vertical nas duas subcamadas do aquítardo;
  - calcular a vazão que atravessa de um aquífero para outro por m<sup>2</sup>; e
  - calcular uma condutividade equivalente para o aquítardo.
- 4) Na questão (2), considerando a porosidade igual a 0,25, calcular a velocidade real das partículas de água na camada 1 e na camada 2.
- 5) Numa região choveu 40 mm em determinado dia. Considere que 10% da chuva infiltrou-se e que toda a água infiltrada percolou direto para alimentar o lençol freático, cuja porosidade é de 0,20. Calcular a elevação do nível do aquífero freático.
- 6) No aquífero indicado na figura a seguir:
- calcule a velocidade de Darcy na direção x ( $q_x$ ) e na direção y ( $q_y$ );
  - calcule o ângulo formado pela velocidade resultante com a direção x; e
  - trace as equipotenciais e calcule o ângulo formado entre a velocidade e as equipotenciais.





## Referências

- BEAR, J. **Dynamics of fluids in porous media**. New York: Dover Publications, 1972.
- \_\_\_\_\_. **Hydraulics of groundwater**. New York: McGraw-Hill, 1979.
- BEAR, J.; DAGAN, G. Moving interface in coastal aquifers. **Journal of Hydraulics Engineering**, New York, v. 90, p. 193-216, 1964.
- BEAR, J.; VERRUIJT, A. **Modeling groundwater flow and pollution**. [Dordrecht; Boston]: D. Riedel Publishing Company, 1990.
- WROBEL, L.C. et al. **Métodos numéricos em recursos hídricos**. Rio de Janeiro: ABRH, 1989. 380 p.
- CUSTODIO, E.; LLAMAS, M. R. **Hidrología subterránea**. 2. ed. Barcelona: Ed. Omega, 1983.
- DOMENICO, P. A.; SCHWARTZ, F. W. **Physical and chemical hydrogeology**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1997.
- DRISCOLL, F. G. **Groundwater and wells**. St. Paul, Minn.: Johnson Division, 1986.
- FETTER, C. W. **Applied hydrogeology**. 2. ed. New York: Macmillan, 1988.
- FREEZE, A. R.; CHERRY, J. A. **Groundwater**. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1979. 604 p.
- HUBBERT, M. K. The theory of ground water motion. **Journal of Geology**. [S.l.], v. 48, n. 8, p. 785-944, 1940.
- KEMBLOWSKY, M. The impact of the Dupuit - Forchheimer approximation on salt-water intrusion simulation. **Ground Water**, Washington, v.25, n. 3, p. 331-336. 1987.

MONTEIRO, A. B. **Modelagem do fluxo subterrâneo nos aquíferos da planície do Recife e seus encaixes**. 2000. 180 f. Dissertação (Mestrado em Geociências) - Centro de Tecnologia em Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2000.

WANG, H. F.; ANDERSON, M. P. **Introduction to groundwater modelling**: finite difference and finite element methods. San Francisco: W. H. Freeman, 1982. 237 p., il.

## Anexos

### Anexo 2.2.1 Fatores de Conversão de Unidades

Fatores de Conversão de Unidades	
Condutividade hidráulica	1 pé/dia = 0,305 m/dia 1 meizner = 1 gal/dia/pé <sup>2</sup> = 0,0408 m/dia 1 cm/s = 864 m/dia
Permeabilidade intrínseca	1 darcy = 9,87 x 10 <sup>-9</sup> cm <sup>2</sup> 1 darcy = 1,062 x 10 <sup>-11</sup> pé <sup>2</sup>
Viscosidade absoluta	1 poise = 1 g/cm/s 1 kg/m s = 10 g/cm/s
Viscosidade cinemática	1 stoke = 1 cm <sup>2</sup> /s 1 pé <sup>2</sup> /s = 929,03 stokes
Outras unidades	1 polegada = 2,54 cm 1 pé = 30,5 cm 1 milha (terrestre) = 1.609 m 1 ha = 10 <sup>4</sup> m <sup>2</sup> 1 acre = 4.047 m <sup>2</sup> 1 acre-pé = 1,233 m <sup>3</sup> 1 m <sup>3</sup> = 1.000 litros 1 pé <sup>3</sup> = 378,5 litros





## Afloramento de Rochas Cristalinas

(Foto: J. Geilson A. Demétrio, 2003)

Intercalações de quartzitos do Complexo Sertânia, ao sul do município de Custódia-PE.



# Água Subterrânea em Meios Heterogêneos



Capítulo 3.1 - Conceitos de Análise Estrutural Aplicados  
à Hidrogeologia de Terrenos Cristalinos

Capítulo 3.2 - Hidrogeologia de Meios Fissurados

Capítulo 3.3 - Hidrogeologia de Meios Cársticos



## Capítulo 3.1

## CONCEITOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL APLICADOS À HIDROGEOLOGIA DE TERRENOS CRISTALINOS

*Emanuel Ferraz Jardim de Sá  
Carlos César Nascimento da Silva  
Ana Catarina Fernandes Coriolano  
Walter Eugênio de Medeiros*

### 3.1.1 Introdução

Décadas de prospecção hidrogeológica nos terrenos pré-cambrianos do Nordeste do Brasil e em outras regiões, conduziram a um arcabouço teórico-metodológico que é amplamente utilizado para a locação de poços, por parte de profissionais autônomos, empresas privadas e agências governamentais. É consensualmente reconhecido que, neste tipo de terreno, a percolação e acumulação de água são controladas por fraturas e outras descontinuidades no maciço rochoso, o que requer dos hidrogeólogos uma base de conhecimentos em Geologia Estrutural, tarefa que foi desempenhada com sucesso, em nosso país, pelas sínteses de Siqueira (1967), Costa (1965) e, nas primeiras edições deste compêndio, Costa & Silva (1997). Todavia, muitos dos conceitos utilizados nessas contribuições datam das décadas de 1950-60 e, assim, demandam uma revisão que complemente e atualize esses textos.

A proposta deste trabalho é efetuar, inicialmente, uma análise crítica dos conceitos e procedimentos clássicos envolvidos na hidrogeologia do cristalino. Em seguida, serão discutidos conceitos modernos de análise estrutural e da evolução tectônica dos continentes, como base para orientar uma reformulação da metodologia, num esforço permanente e em conjunto com hidrogeólogos experientes na prospecção de água subterrânea no cristalino. Dois aspectos são considerados básicos na linha de trabalho aqui explorada:

(i) o enorme progresso ocorrido na compreensão dos processos de deformação ao longo das quatro últimas décadas, incluindo o contexto tectônico, os parâmetros decorrentes do nível crustal e as relações cronológicas entre diferentes estruturas, o que permite explicar, de modo adequado, situações sugeridas ou constatadas pela prática de locação; e

(ii) o papel de controle que deve ser exercido pelos sistemas de tensões neotectônicas, atuando em condições superficiais ou muito rasas na crosta, em

consonância com o fato de que a migração e acúmulo da água subterrânea, neste tipo de reservatório, é um processo superficial e geologicamente muito recente ou atual.

O trabalho enfatiza métodos e conceitos simples, de aplicação direta e de baixo custo. Abordagens sofisticadas e de custo elevado teriam escassa utilidade para a prospecção hidrogeológica em regiões semi-áridas e economicamente carentes. O tema e conhecimentos aqui expostos foram abordados em projetos de pesquisa financiados pelo Programa PADCT3 (FINEP e CNPq), com apoio de várias entidades (com destaque para a CPRM - Serviço Geológico do Brasil e um projeto de cooperação internacional Brasil / Agência Brasileira de Cooperação / CPRM e o Canadá / *Canadian International Development Agency / Geological Survey of Canada*). Os trabalhos foram desenvolvidos por professores e pós-graduandos do Programa de Pós-Graduação em Geodinâmica e Geofísica (PPGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), com apoio da CAPES e CNPq, principalmente no período de 1998 a 2002.

### 3.1.2 Conceitos Clássicos da Hidrogeologia do Cristalino e Problemas Inerentes

O termo "clássico" refere-se à abordagem hidrogeológica usual, adotada no Nordeste do Brasil e em outras regiões dominadas por rochas cristalinas (metamórficas e ígneas), no país e em outros continentes. Como fontes preferenciais de informação, o leitor pode consultar as referências acima citadas ou os capítulos 3.2 (Hidrogeologia de Meios Fissurados) e 3.3 (Hidrogeologia de Meios Cársticos), que complementam este módulo. O presente texto aborda o contexto estrutural dos terrenos cristalinos, no tocante ao seu papel de controle da ocorrência de água subterrânea. Todavia, devem ser destacados outros fatores que não serão objeto de consideração

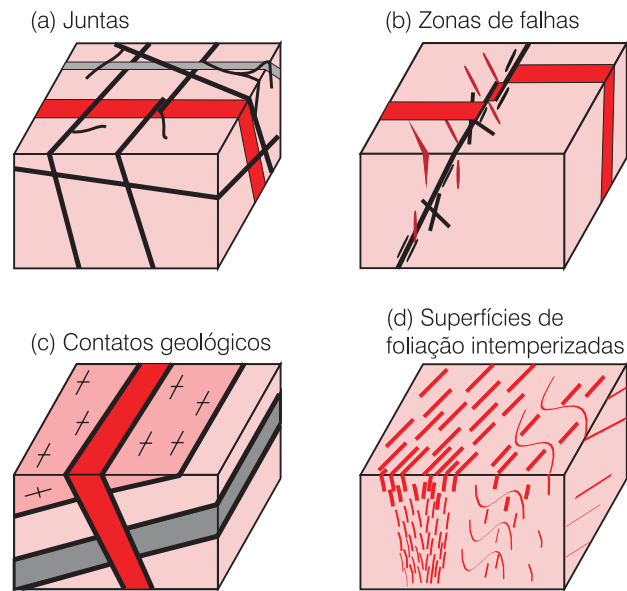
no presente (consultar, em complementação, o trabalho de Brito Neves & Albuquerque, 2004), em especial o regime pluvial, a rede hidrográfica, a topografia e a ocorrência de coberturas sedimentares permeáveis (incluindo o manto de intemperismo, aluviões e associados), que, no conjunto, controlam as condições de recarga deste (e de outros) tipo de aquífero.

Existe consenso sobre a importância das **estruturas frágeis** (ou **rúpteis**) na criação de espaços nas rochas cristalinas, permitindo o fluxo e acumulação de reservas de água neste meio. Tais estruturas, também referidas como **descontinuidades**, correspondem às **fraturas**, que, de um modo geral, são consideradas como volumes planares “abertos”, variavelmente dispersas ou concentradas em setores, ao longo de um maciço cristalino. O termo **fraturas** engloba **juntas** (descontinuidades ao longo das quais o movimento relativo entre os blocos é muito pequeno na escala considerada) e **falhas** (ou zonas de falhas), cujas dimensões (comprimento), de interesse no presente caso, variam de metros a dezenas de quilômetros (figura 3.1.1). Embora representadas em figuras e mapas como planos discretos, as juntas e, em especial, as falhas, usualmente correspondem a enxames de planos de menor porte, em sua maior parte subparalelos.

Outros tipos de estruturas, ainda, devem ser considerados, pela possibilidade de proverem espaços abertos nas rochas. É o caso dos contatos entre litologias distintas, mecanicamente contrastantes, a exemplo das paredes de diques e filões, zonas que são consideradas como favoráveis na prática atual de locação. Também devem ser considerados os planos de foliações ou lineações (estes dois tipos de estruturas constituem o *fabric* das rochas deformadas, do qual resultam orientações preferenciais de minerais e feições primárias das rochas) e zonas miloníticas. Na maioria dos casos, tais estruturas são geradas por mecanismos de deformação em alta temperatura (> 200°C). Contrariamente às fraturas e contatos, que possuem localização espacial definida (e também constituem descontinuidades), as foliações e lineações são distribuídas através dos corpos geológicos, ainda que possam exibir “concentrações” (maior desenvolvimento) nas zonas miloníticas, comumente referidas como zonas de cisalhamento.

Embora originalmente “fechadas” (no sentido de que não constituem, originalmente, planos de partição nas rochas, nem propiciam taxas de fluxo de fluidos elevadas e localizadas), as estruturas dúcteis, formadas em profundidade e alta temperatura, podem ser “abertas” quando submetidas a processos de reativação, intemperismo e descompressão, próximos à superfície da Terra.

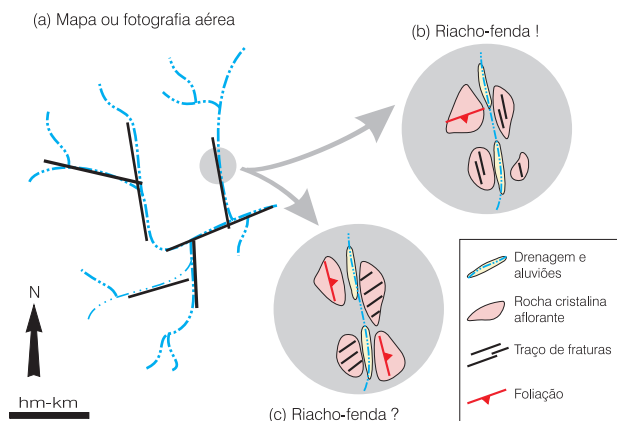
Em função de sua dimensão e para os objetivos da prospecção hidrogeológica, o reconhecimento de fraturas e outros tipos de estruturas pode envolver a análise de imagens de satélites e fotografias aéreas convencionais ou de detalhe, e/ou o estudo de afloramentos.



**Figura 3.1.1** - Estruturas que controlam a ocorrência de água subterrânea em rochas cristalinas: (a) juntas; (b) falhas e zonas de falhas; (c) contatos geológicos; (d) superfícies de foliação (incluindo zonas de cisalhamento), quando intemperizadas. Nesta e em outras figuras, o efeito do intemperismo nas fraturas é indicado por traços mais grossos, próximos à superfície. A escala preferencialmente visualizada é macroscópica (pequena área).

A fotointerpretação é direcionada à localização de estruturas favoráveis - em especial, as zonas fraturadas, bem como a estabelecer seu relacionamento com possíveis fontes de recarga - coberturas e a rede de drenagem. Bourguet *et al.* (1981) ilustram a interpretação de vários casos de recarga por sistemas de drenagem. Siqueira (1963, *in* Siqueira, 1967) elaborou o conceito de **riacho-fenda**, quando uma drenagem teria seu curso controlado por uma fratura/zona de fratura, assegurando, periodicamente, condições de recarga (figura 3.1.2). O conceito é amplamente utilizado em regiões semi-áridas, condicionando, até mesmo, o processo de fotointerpretação – as fraturas são identificadas pelos trechos retilíneos e “cotovelos”, ao longo das drenagens. Em campo, os afloramentos adjacentes devem mostrar uma boa frequência de fraturas orientadas segundo a direção fotointerpretada - o segmento retilíneo de um riacho. Todavia, a análise de casos de locação de poços (Coriolano *et al.*, 2000; Coriolano, 2002; Nascimento da Silva & Jardim de Sá, 2000; Nascimento da Silva, 2004; Nascimento da Silva *et al.*, 2004) mostra que a correlação de dados estruturais entre essas diferentes escalas não é uma tarefa simples. A restrição de seções verticais (cortes naturais ou artificiais) tem como alternativa os levantamentos geofísicos combinando diferentes métodos (eletrorresistividade, EM, GPR), como exemplificado pelos trabalhos de Avelino da Silva (2000), Nascimento da Silva (2004) e Nascimento da Silva *et al.* (2004), condição que normalmente não está disponível na atividade rotineira de locação de poços.





**Figura 3.1.2** - O conceito de **riacho-fenda** ilustrado na visão de mapa ou fotografia aérea ou mapa (a) e em afloramentos (b, c). As fraturas são inferidas a partir de trechos retilíneos e cotovelos da drenagem (a). É necessário verificar no campo, em afloramentos adjacentes à drenagem, a ocorrência de intenso fraturamento paralelo ao *trend* fotointerpretado (no exemplo, uma suposta fratura NNW), para validar o modelo do riacho-fenda (b). Todavia, trechos retilíneos da drenagem também podem ser controlados pela foliação das rochas (c); neste caso, a fratura interpretada com direção NNW não existe; no afloramento, as fraturas apresentam direção NE.

Existe uma prática firmada, no Nordeste do Brasil e em regiões cristalinas similares na África (Bourguet *et al.*, 1980-81; Wright & Burgess, 1992), de que a profundidade máxima para a ocorrência de fraturas abertas, com água, não ultrapassa a faixa de 60 a 100 m. Todavia, a usual ocorrência de água minando a partir de fraturas, em galerias mineiras profundas, ou as fontes termais que drenam água desde profundidades de até 1 a 3 km (Berthier, 1982), alertam que aquele valor é mínimo e o seu significado está fortemente condicionado a aspectos técnico-econômicos da sondagem e do bombeamento.

Um ponto crítico na avaliação de terreno reside na detecção das fraturas “abertas”, mais propícias ao fluxo e acumulação de água. Nesse caso, a abordagem clássica demanda uma análise crítica face à evolução tectônica regional, a geometria do fraturamento e as condições de recarga. Muitas vezes, os critérios propostos para selecionar ou priorizar locações foram baseados em feições e estruturas relacionadas a uma etapa antiga e profunda da evolução crustal. Tomando o exemplo do Nordeste brasileiro, a deformação principal do terreno ocorreu, pelo menos, no final do Pré-cambriano, há cerca de 550 Ma atrás, quando as estruturas principais do terreno, hoje exposto, estavam sendo desenvolvidas numa faixa entre 8 a 15 km de profundidade. A influência que essas (ou parte dessas) estruturas possam ter na prospecção hidrogeológica é discutível e, se existente, se dá por vias indiretas; p.ex., no controle estrutural da paisagem ou quando modificadas posteriormente na denudação e intemperismo. Cabe enfatizar que o fluxo e acúmulo da água normalmente explotável é um processo geologicamente recente e superficial,

possivelmente abrangendo pelo interesse um nível de 0,5 a 1 km na crosta, no máximo. Outro aspecto a considerar é a ocorrência de sucessivos eventos de deformação frágil, desde o final do Pré-cambriano até os tempos atuais. A rede de fraturas presente nos terrenos cristalinos comumente tem uma cronologia complexa. Essas descontinuidades foram, em sua maior parte, herdadas de eventos antigos, que não possuem relação direta com o campo de tensões atual. Pelas suas implicações, é importante que o hidrogeólogo do cristalino conheça os principais aspectos da evolução tectônica da sua região de trabalho.

### 3.1.3 Conceitos Básicos de Análise Estrutural - A Deformação Frágil

Nas duas últimas décadas, a relação entre estruturas e as condições de permeabilidade/porosidade de um maciço rochoso estão sendo abordadas com crescente interesse, especialmente em países do hemisfério norte, a partir de um número de contribuições multidisciplinares. O enfoque prioriza as estruturas frágeis, pela sua capacidade de condicionar o fluxo e/ou acúmulo de expressivo volume de fluidos, ao longo de tempos geologicamente curtos e em níveis rasos da crosta, o que corresponde ao contexto de interesse para o estudo e prospecção da água subterrânea em terrenos cristalinos. Muitas das contribuições neste campo (ver revisão em Odling, 1998, p.ex.) foram impulsionadas não apenas pelo interesse hidrogeológico, mas, exatamente, por um objetivo oposto – a procura de rochas cristalinas “secas”, impermeáveis, adequadas para o armazenamento de lixo nuclear (Carlsson & Olsson, 1980-81; Almén, 1994). A indústria do petróleo somou uma enorme parcela de conhecimentos, dedicada aos problemas de porosidade e permeabilidade em reservatórios fraturados (Nolen-Hoeksema & Howard, 1987; Heffer & Lean, 1993; Sibson, 1994; Barton *et al.*, 1997; Aydin, 2000; Maerten *et al.*, 2006). A esses enfoques mais específicos, é acrescida a expansão de conhecimentos na Geologia Estrutural, na Neotectônica e sobre a evolução da crosta continental, de um modo mais amplo (ver diversos artigos em Hancock, 1994, p.ex.). Alguns dos tópicos desenvolvidos constituem temas de ponta, cuja aplicabilidade na prática de locação ainda não foi plenamente estabelecida.

A hidrogeologia do cristalino demanda uma renovação de conhecimentos, incorporando os modelos 3-D da geometria de sistemas de juntas e zonas de falhas, sua cinemática e o funcionamento mecanicamente integrado de sistemas complexos. Na avaliação do papel do fraturamento para condicionar o fluxo e acumulação de água subterrânea, os seguintes pontos devem ser considerados:

(i) a geometria do sistema de fraturas, incluindo as feições (abertura, rugosidade) de uma fratura individual, bem como a orientação, dimensões e

conectividade entre diferentes famílias. Em várias escalas, raramente uma fratura (junta e, em especial, as falhas) é constituída por um plano único, mas, sim, por uma família de planos subparalelos e outros, subordinados em frequência e tamanho, em ângulo com os principais. Deste modo, deve ser entendido que muitas das ilustrações de fraturas como uma superfície única e regular, no presente texto e nas referências citadas, são, na verdade, simplificações com objetivo didático. A geometria das fraturas é controlada pelo campo de tensões atuante na época de sua formação, bem como pelo tipo de rocha presente e as condições crustais em que a deformação ocorreu; e

(ii) a tendência atual de comportamento – “abertura” versus “fechamento” das diferentes famílias e fraturas, o que é condicionado pelo campo de tensões atual/neotectônico e pela evolução recente do terreno, no tocante à sua exumação e processos de intemperismo.

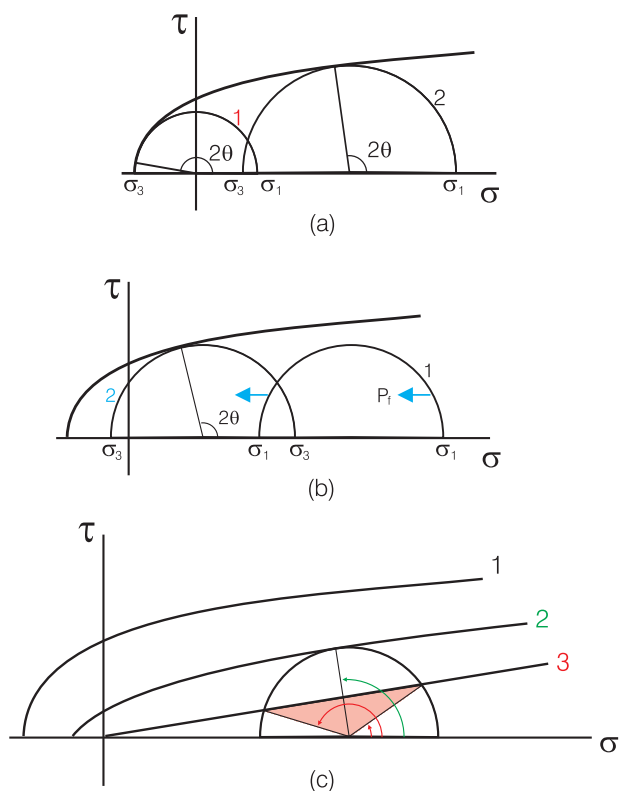
O item (i) envolve o reconhecimento de conjuntos de fraturas que estejam relacionados a um mesmo regime de deformação (ou regime cinemático) e o respectivo campo de tensões. Vários livros textos e artigos recentes sumarizam este tipo de conhecimento (Hancock, 1985,1994; Ramsay & Huber, 1987; Twiss & Moores, 1992; Angelier, 1994; Choukroune, 1995; Hatcher Jr., 1995; van der Pluijm & Marshak, 1997; Aydin, 2000).

As tensões atuantes e o respectivo *strain* (o termo *strain* designa os componentes da deformação - dilatação, distorção e rotação; o componente translação é considerado independentemente) induzido nos corpos geológicos podem ser uniaxiais, biaxiais e triaxiais. O conceito do **elipsóide de strain** é utilizado para representar e quantificar a deformação associada a diferentes tipos de estruturas. O elipsóide de *strain* representa a transformação de um corpo originalmente esférico. No elipsóide são reconhecidos, no estágio final (elipsóide finito) ou em estágios intermediários (elipsóide incremental), o eixo de máximo estiramento ou mínimo encurtamento (X), um eixo de comportamento intermediário (Y) e o eixo de máximo encurtamento/ mínimo estiramento (Z), mutuamente perpendiculares entre si. A notação XY define o plano de achatamento de uma rocha deformada. Embora originalmente desenvolvido sob a ótica da deformação dúctil (dobras, *fabric* e zonas de cisalhamento), a tendência moderna é estender a sua aplicação às estruturas frágeis, que em textos antigos eram quase que exclusivamente relacionadas a sistemas de tensões. O *strain* é observado e pode ser quantificado nas rochas, e a evolução da sua forma ao longo do tempo conduz à noção de **regime cinemático** ou **regime de fluxo**. As tensões não são observadas diretamente, mas podem ser inferidas a partir do *strain* e do regime cinemático. No presente texto e para efeito didático, esses diferentes tipos de conceitos são utilizados e relacionados entre si. Todavia, a coincidência na orientação desses eixos só ocorre em alguns casos (ver adiante).

Nas condições da deformação frágil, as tensões ou *strain* uniaxiais produzem juntas de distensão – fraturas com tendência dilatacional/“aberta”, ou juntas estilolíticas, com tendência contracional/“fechada”. As tensões ou *strain* biaxiais desenvolvem juntas de distensão, juntas estilolíticas e/ou fraturas de cisalhamento, estas últimas com movimento paralelo às paredes. Finalmente, as tensões ou *strain* triaxiais resultam em sistemas com múltiplas famílias de fraturas. Nos dois primeiros casos, os eixos de tensões ( $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ ) ou de *strain* ( $X \geq Y \geq Z$ ) guardam uma relação angular simples com respeito às fraturas. Nos sistemas triaxiais, essas relações são complexas. Comumente e/ou numa primeira abordagem, as famílias de fraturas naturais podem ser tratadas, simplificada, como desenvolvidas em sistemas biaxiais, como feito nas figuras 3.1.4 e 3.1.5, mostradas mais adiante.

Em função das tensões atuantes e conseqüente padrão de movimento das partículas materiais (*strain*, cinemática, fluxo) de uma rocha em deformação, podem ser distinguidos regimes de **cisalhamento puro, simples** ou **geral**, adiante explicados em associação com a figura 3.1.4. Em cada um dos casos distinguidos na referida figura, e a depender do tipo de rocha e da magnitude das tensões atuantes, podem ser desenvolvidas as juntas de distensão (em geral desenvolvidas sob esforços trativos e/ou com a participação de fluidos, reduzindo a tensão efetiva atuante nas rochas – figuras 3.1.3a e 3.1.3b), fraturas de cisalhamento ou falhas (requerem tensões diferenciais de maior valor), juntas estilolíticas (em rochas passíveis de dissolução em condições superficiais, o que não ocorre nos litotipos cristalinos aqui considerados) e juntas/fraturas híbridas (cisalhamento + dilatação ou contração).

O diagrama de Mohr, empregado na figura 3.1.3, é a expressão gráfica das equações para determinação das tensões normal ( $\sigma$ ) e cisalhante ( $\tau$ ) que atuam em um plano qualquer (p.ex., uma fratura) em um maciço rochoso. A sua construção e utilização são abordados nos vários livros textos de Geologia Estrutural, acima indicados. Na figura 3.1.3, esse diagrama ilustra esquematicamente as condições de fraturamento envolvendo diferentes sistemas de tensões, as propriedades mecânicas da rocha e das fraturas nela contidas, e a influência de fluidos. As condições de tensão aplicadas são expressas pelas tensões principais normais ( $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ ), que definem os semi-círculos no diagrama, representando tensões diferenciais. As condições de ruptura de uma rocha são ou (como na figura 3.1.3c) contendo descontinuidades prévias são definidas pelos envelopes de Mohr. Uma fratura é formada quando o semi-círculo de tensões (ou seja, a tensão diferencial) tangencia o envelope de ruptura. A orientação da fratura faz um ângulo  $\theta$  com o eixo  $\sigma_3$ . O ângulo  $2\theta$  está construído nos exemplos da figura.



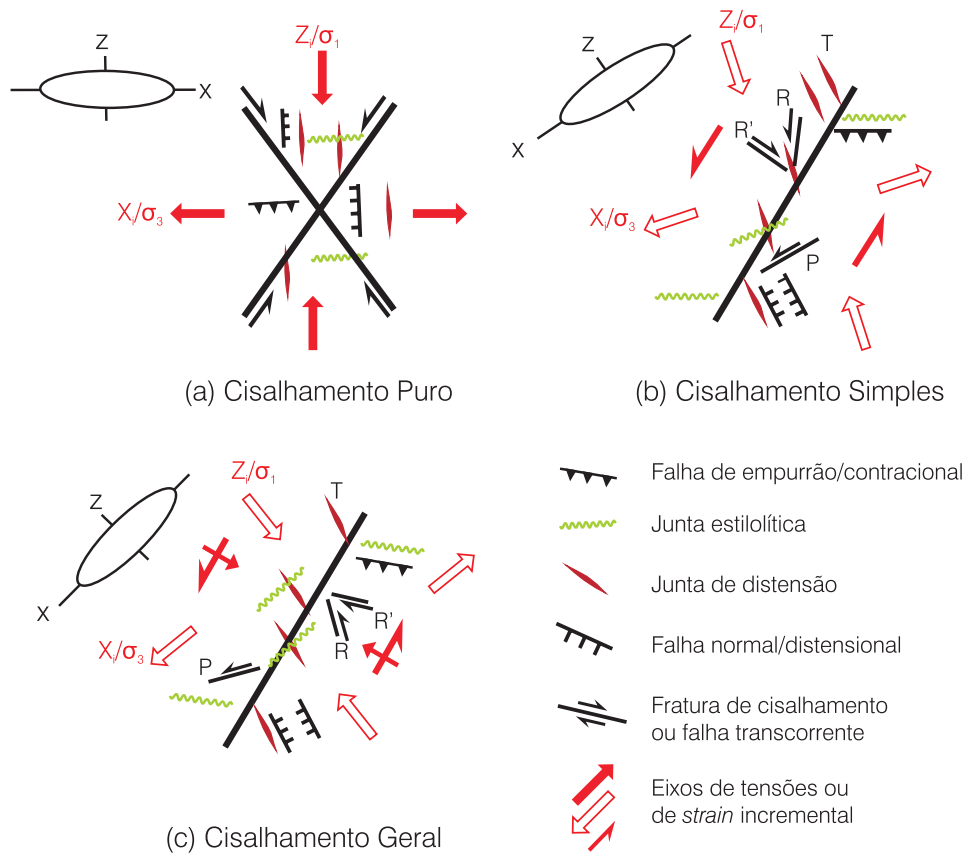
**Figura 3.1.3** - Formação ou reativação de fraturas, visualizada no diagrama de Mohr. (a) Atuando numa rocha cuja condição de ruptura é dada pelo **envelope de Mohr**, o estado de tensões 1 (menores valores e tensão diferencial mais baixa) formaria juntas de distensão, caracterizadas no diagrama por um ângulo  $\theta$  próximo de  $90^\circ$ . (b) O estado de tensões 2 (valores elevados, maior tensão diferencial) originaria fraturas de cisalhamento, nas quais o ângulo  $\theta$  é próximo de  $60^\circ$ . O estado de tensões 1 não origina fraturas na rocha; com aumento da pressão de fluidos ( $p_f$ ) nos poros e fraturas, a tensão normal efetiva é reduzida (o semi-círculo se desloca para a esquerda no gráfico, configurando o estado de tensões 2) e a rocha seria fraturada. (c) Considerando um estado de tensões específico, o mesmo é insuficiente para originar fraturas numa rocha sã (envelope de Mohr 1), reativa fraturas pré-existent, parcialmente seladas/de baixa coesão, com orientação determinada pelo ângulo  $2\theta$  (envelope 2, com parâmetro  $c$  reduzido), e reativa um amplo espectro direcional de fraturas não cimentadas (contidas no leque de variação de  $2\theta$ ), desprovidas de coesão (envelope 3, parâmetro de coesão nulo).

A figura 3.1.4 sintetiza a orientação de diferentes tipos de fraturas (juntas de distensão, juntas estilolíticas e fraturas de cisalhamento) em relação ao regime de tensões ou regime cinemático atuante e eixos de *strain* associados. Do ponto de vista mecânico e cinemático, falhas normais e falhas inversas são equivalentes às juntas de distensão e juntas estilolíticas, respectivamente. As fraturas híbridas, não representadas na figura, são desenvolvidas com relação angular intermediária aos outros tipos. Com os símbolos adotados para as fraturas de 2ª ordem (menor porte), a figura 3.1.4 representa uma visão de mapa (plano horizontal). As falhas principais seriam (a, b) estruturas transcorrentes (comparar com a figura

3.1.5c) ou (c) transpressivas. Todavia, substituindo os símbolos de falhas normais e inversas (exclusivos de mapas), a mesma figura pode representar as várias estruturas numa seção vertical (corte geológico); neste caso, as falhas principais seriam normais, como também ilustrado na figura 3.1.5a. Ao lado dos sistemas de fraturas, foram representados os respectivos elipsóides de *strain* finito (através de sua seção XZ, em cada caso), que podem ser deduzidos a partir da orientação dos sistemas de fraturas. As tensões ou componentes cisalhantes nas figuras 3.1.4b e 3.1.4c foram decompostas nos componentes principais normais que definem o elipsóide de tensões.

No regime de cisalhamento puro (figura 3.1.4a), os eixos de tensões ( $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ ) são coincidentes, ao longo de todo o processo deformacional, com os eixos do elipsóide de *strain* ( $X \geq Y \geq Z$ ), incremental (deformação instantânea) e finito (deformação total acumulada). Nos regimes de cisalhamento simples ou geral (cisalhamento geral = cisalhamento simples + componente de dilatação ou contração), esta coincidência só ocorre com os eixos do elipsóide incremental ( $X_i$  e demais símbolos na figura), enquanto que os eixos X e Z do elipsóide finito rotacionam progressivamente (sentido anti-horário nas figuras 3.1.4b e 3.1.4c) a partir dos eixos do elipsóide incremental. Em cada uma das figuras, a representação dos elipsóides de *strain* finito com um contorno suavizado é adequado para representar a deformação dúctil. Na deformação frágil aqui abordada, esse contorno estaria recortado por uma trama de fraturas e deslocamentos associados (ver exemplo na figura 26.29 de Ramsay & Huber, 1987) cuja densidade é proporcional à magnitude do *strain*. A densidade da trama de fraturas e a importância do(s) deslocamento(s) associado(s) aumentam com o *strain*, que afeta a seção crustal representada pelo elipsóide.

O cisalhamento puro produz sistemas de fraturas simétricos. São características as fraturas de cisalhamento conjugadas. Regimes de cisalhamento simples ou geral originam sistemas de fraturas assimétricos, com predominância de um tipo de movimento, horário ou anti-horário. Nos diferentes casos da figura 3.1.4, é muito utilizada a notação de fraturas T (juntas de distensão, que coincidem com a seção YZ do elipsóide de *strain*), R, R' e P (fraturas de cisalhamento) para designar o fraturamento de 2ª ordem, relacionado a uma falha principal. As fraturas de cisalhamento cujo movimento é contrário ao da falha principal são denominadas de antitéticas – caso de R', desenvolvida em alto ângulo com respeito à zona de falha. As fraturas com o mesmo movimento da falha principal correspondem às fraturas sintéticas, R e P. Nas figuras 3.1.4b e 3.1.4c foram representadas variações angulares associadas às terminações das falhas, em dilatação (caracterizadas por juntas e falhas distensionais) ou em contração (com falhas inversas e, em rochas sedimentares, juntas estilolíticas; estas últimas coincidem com a seção XY do elipsóide de *strain*).



**Figura 3.1.4** - Regimes de fluxo e estruturas frágeis resultantes. Atentar para o tipo e relação angular das fraturas desenvolvidas. O esboço é válido para mapa ou cortes verticais, em escala que varia de mesoscópica (afloramento) a macroscópica (área, região). Todavia, as falhas representadas pelo símbolo usual de dupla seta configuram, em mapa, um contexto de transcorrência – comparar com a figura 3.1.5 (ou seja, a figura representa adequadamente a visão em mapa apenas no caso das falhas transcorrentes). No cisalhamento geral, o componente de cisalhamento puro poderia ser de contração (conforme representado em (c); corresponderia a uma cinemática de **transpressão** no contexto de transcorrência) ou de dilatação (designado de **transtração** no caso de transcorrência). Os esboços correspondem à seção XZ do elipsóide de *strain*, também referido como a **seção de movimento**. O eixo Y é normal ao plano da figura e em (b) representa um eixo de deformação nula. Por simplicidade e convenção, os eixos  $Z/\sigma_1$  são representados por setas que indicam encurtamento/compressão, enquanto  $X/\sigma_3$  sinalizam estiramento/tração, respectivamente, nesta e em outras figuras deste capítulo. A representação dos elipsóides de *strain* finito com um contorno suavizado é adequado para a deformação dúctil. Na deformação frágil aqui abordada, esse contorno estaria recortado por discontinuidades, numa escala de maior detalhe.

Em função da orientação dos eixos de tensões na crosta ou litosfera (mais uma vez, condicionados pelo movimento relativo de blocos crustais ou das placas), são distinguidos os **regimes de deformação** (ou **regimes cinemáticos**) **distensionais**, **contracionais** e **transcorrentes** (figura 3.1.5). Cada um deles pode operar sob condições de cisalhamento puro, simples ou geral, o que também depende da escala considerada.

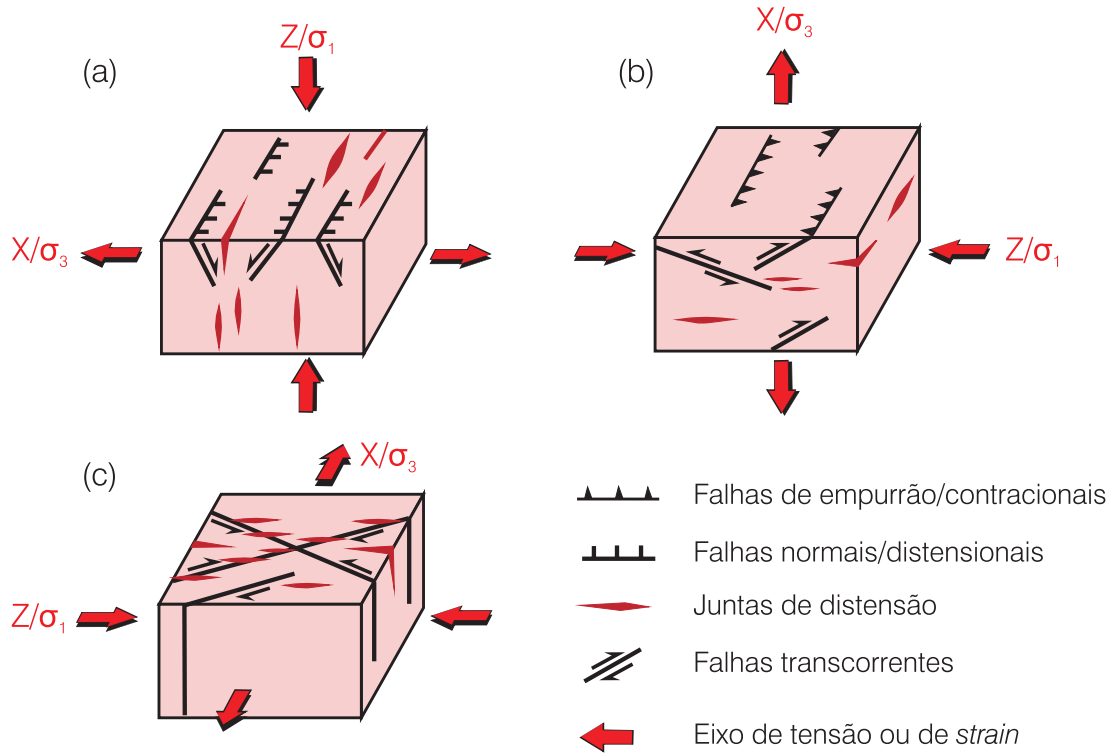
Cada um desses regimes cinemáticos é caracterizado pela predominância de um tipo de falha específico: (a) as falhas normais ou falhas distensionais; (b) os empurrões/falhas inversas ou falhas contracionais; e (c) as falhas transcorrentes. A figura 3.1.5 ilustra a orientação de falhas e juntas de distensão em cada um desses regimes, assumindo deformação por cisalhamento puro. No regime transcorrente, com deformação por cisalhamento geral, as combinações dos componentes originam os casos de transpressão (ilustrado pela figura 3.1.4c) ou de transtração, nos

quais são características as falhas de rejeito oblíquo (direcionais com componentes inverso ou normal, respectivamente) e as estruturas em flor.

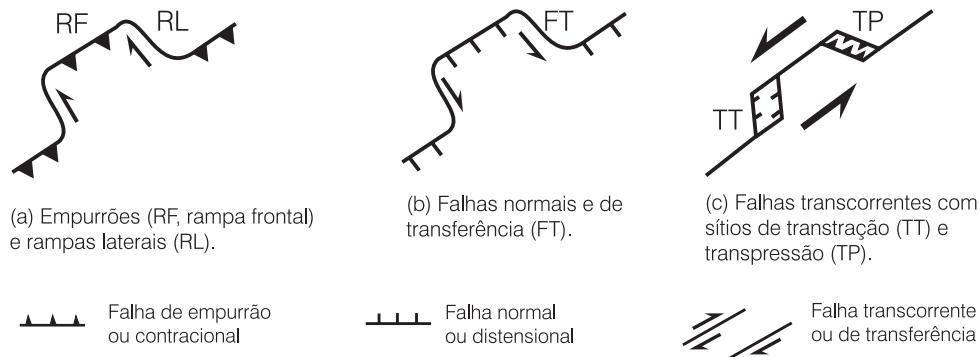
Em adição, a geometria 3-D das falhas é mais complexa (Davison, 1994 e outras referências no texto). Além das fraturas de 2ª ordem, diferentes tipos de falhas podem funcionar mecanicamente integrados, em coerência cinemática: falhas de transferência ou rampas laterais; falhas contracionais ou distensionais em zonas de ponte ou de escalonamento em transcorrências; zonas de descolamento, etc. A figura 3.1.6 ilustra alguns desses casos.

A atuação desses regimes de cisalhamento é função do movimento diferencial de blocos na crosta da Terra (ou em maior escala, das placas litosféricas) e também depende da geometria dos limites dos blocos e da escala considerada.

As figuras 3.1.4 e 3.1.5 simplificam os três regimes cinemáticos. Todavia, na natureza, tais regimes são



**Figura 3.1.5** - Falhas, eixos de *strain* e de tensões, e regimes cinemáticos, assumindo para todos um modelo de fluxo do tipo cisalhamento puro. Por simplicidade e além das falhas, foram representadas apenas as juntas de distensão, em cada caso. O eixo  $\sigma_2$  é sempre ortogonal aos demais. Foi adotada a convenção de representar  $Z/\sigma_1$  como encurtamento/compressão e  $X/\sigma_3$  como estiramento/tração. Todavia, qualquer um (ou todos) dos três eixos pode ser compressivo ou trativo (ou neutro), embora necessariamente obedecendo à relação  $X \geq Y \geq Z$  (ou  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ ). Para os objetivos deste trabalho, a escala visualizada varia de mesoscópica (afloramento) a macroscópica (área, região).



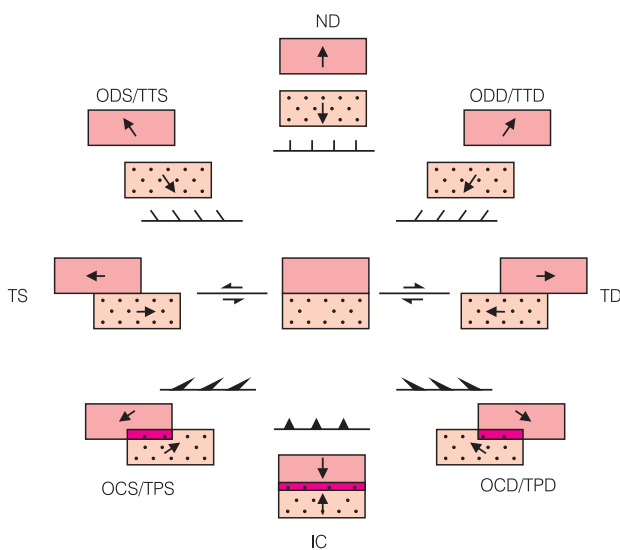
**Figura 3.1.6** - Conexões e a geometria 3-D dos tipos básicos de falhas. Em qualquer um dos regimes cinemáticos principais (contracional, distensional, transcorrente), falhas de rejeito direcional são contemporâneas e ocorrem lateralmente associadas a falhas normais, inversas ou oblíquas. Esboço em plano horizontal, em escala que varia de mesoscópica (afloramento) a macroscópica (área, região).

transicionais entre si, como ilustrado na figura 3.1.7. Nos regimes com cinemática oblíqua (riftes com abertura oblíqua, colisões oblíquas etc.), ocorrem falhas oblíquas com componentes de empurrão ou movimento normal, ou estruturas de transpressão ou transtração (estruturas em flor etc.). Falhas oblíquas também são desenvolvidas em regimes de tensões ou de *strain* triaxiais, ou quando formadas por reativação de fraturas pré-existentes (Hancock, 1985; Angelier, 1994).

Regimes de distensão caracterizam riftes continentais ou oceânicos. Com a separação e deriva dos continentes, este tipo de regime deformacional fica

preservado na seção inferior das margens continentais passivas e seu embasamento, ou no próprio interior continental, no caso de riftes não evoluídos, ditos "abortados", exemplificado pelas bacias eocretáceas da margem continental brasileira. Os regimes de contração tipificam margens continentais ativas (a exemplo dos Andes) e cadeias de montanhas colisionais; no caso brasileiro, a maior parte das estruturas frágeis deste tipo de regime foram desenvolvidas em etapas tardias dos processos colisionais do ciclo orogênico Brasileiro, há 550-500 Ma. Os regimes de transcorrência, que envolvem a atuação de eixos de encurtamento e

de estiramento, ortogonais entre si e tangenciais à superfície da Terra, podem ser encontrados em uma ampla variedade de ambientes, nos limites (ditos transformantes) de placas ou no seu interior. No bloco brasileiro, os regimes de transcorrência atuaram em várias etapas da evolução precambriana a fanerozóica, desde as cadeias orogênicas brasileiras ou mais antigas (em colisões oblíquas e contextos de extrusão lateral de blocos) até os regimes neotectônicos, onde a compressão Andina e a expansão do Atlântico transmitem tensões compressivas através da Placa Sul-Americana. Mais recentemente, foi constatado que as cadeias orogênicas, tradicionalmente caracterizadas por estruturas contracionais (dobras e falhas inversas), podem sofrer processos de colapso tardio, em zonas fortemente espessadas e soerguidas, gerando estruturas distensionais que procuram restabelecer o equilíbrio de massas (ver descrições em Park, 1988; Hancock, 1994; Choukroune, 1995; van der Pluijm & Marshak, 1997; Moores & Twiss, 1995).



**Figura 3.1.7** - Movimento relativo de blocos crustais ou litosféricos (placas), regimes cinemáticos e estruturas induzidas nos seus limites. O diagrama é esquemático e representa a superfície da Terra (visão em mapa), numa escala variando de uma grande área a (sub)continental. No centro do diagrama, estão representados dois blocos/placas na posição original, adjacentes. As várias setas indicam o movimento relativo dos blocos, que na periferia da figura estão deslocados entre si, lateralmente (linha horizontal no centro do diagrama), ortogonalmente (coluna vertical no centro, incluindo lacunas ou áreas de sobreposição dos blocos deslocados) ou oblíquo (diagonais da figura). As estruturas resultantes estão representadas esquematicamente ao lado de cada par de blocos. As abreviações são: IC, falhas inversas ou contracionais; ND, falhas normais ou distensionais; TD e TS, falhas transcorrentes dextrais e sinistras, respectivamente; ODD/TTD e ODS/TTS, falhas oblíquas distensionais/transstrativas, dextrais e sinistras, respectivamente; OCD/TPD e OCS/TPS, falhas oblíquas contracionais/transpressivas, dextrais e sinistras, respectivamente.

### 3.1.4 Cronologia e Nível Crustal da Deformação

As condições externas (pressão litostática, temperatura, fluidos, taxa de *strain*) que governam a deformação de minerais e rochas, ativando diferentes mecanismos na escala de agregados cristalinos ou da própria rede cristalina, são agora bem conhecidas (referências em Geologia Estrutural e Tectônica, citadas no item precedente). Conseqüentemente, o nível crustal de desenvolvimento das estruturas pode ser inferido com base em microtexturas e nos marcadores cinemáticos impressos nas rochas, em especial, o tipo de preenchimento, veios e películas minerais em juntas de distensão e falhas (minerais do *fabric* em zonas de cisalhamento dúcteis ou em análogos, afetando rochas argilosas). Adicionando relações de interseção mútua e sua assinatura em diferentes marcadores (diques, precipitados, foliações), unidades estratigráficas ou feições geomorfológicas, é possível reconstituir uma seqüência cronológica da deformação frágil, o que vai subsidiar a avaliação do papel de cada sistema/geração de fraturas no condicionamento da água subterrânea ou de outros bens econômicos.

Os diversos conjuntos de fraturas compõem uma trama que, a princípio, pode ter um papel apenas "passivo", no sentido de prover espaços abertos para o movimento ou acúmulo de água, em especial quando o terreno é soerguido e descomprimido. A interconectividade de sistemas de fraturas é determinada pela sua geometria original e pelas interseções com outras famílias, especialmente as mais jovens (Bradbury & Muldoon, 1994; Aydin, 2000). Todavia, a maior ou menor "abertura" (e conseqüente favorabilidade ao fluxo e armazenamento de fluidos) de cada conjunto de fraturas, na sua posição atual na crosta, não tem relação direta, *a priori*, com sua cinemática original, vigente em épocas antigas. Neste sentido, os campos de tensões "neotectônicos", ou de idade holocênica, é que podem influenciar mais diretamente sobre o grau de "abertura" de cada família de planos. Sua configuração deve ser estabelecida com base em estruturas reconhecidamente jovens (impressas em unidades estratigráficas de idade neógena, p.ex.), em feições morfotectônicas ou a partir de dados sismológicos (soluções de mecanismo focal em falhas ativas).

Os eventos de deformação frágil estão superimpostos às estruturas dúcteis do substrato cristalino, sendo que o reconhecimento dessa trama profunda, em geral creditada ao último evento orogênico regional, é também importante, embora não condicione diretamente as ocorrências de água subterrânea, salvo pela atuação do intemperismo (ver adiante). A evolução geológica subsequente, nos terrenos cristalinos, envolve um longo processo de soerguimento e exumação de níveis mais profundos, continuamente e/ou em "pulsos". Considerando o nível atual de erosão (exposição do substrato

rochoso) e a evolução no tempo, as seguintes situações podem ser encontradas em afloramentos de rochas cristalinas pré-cambrianas:

(i) os conjuntos de fraturas mais antigos apresentam feições indicativas de níveis crustais mais profundos, ou seja, indicadores cinemáticos de temperatura mais elevada; em geral, os eventos subseqüentes exibem feições indicativas de níveis crustais gradativamente mais rasos, representados por estruturas mais “frias”;

(ii) um plano de fratura “antigo” pode ser reativado com o desenvolvimento de uma segunda família de estrias (*slickenlines*), as quais, em geral, são de temperatura mais baixa;

(iii) unidades estratigráficas mais antigas, a exemplo do embasamento cristalino, tendem a mostrar múltiplos sistemas de fraturas, com sucessivas reativações, o que torna necessário separar os conjuntos de diferentes idades, para identificação dos respectivos modelos cinemáticos (figuras 3.1.4 e 3.1.5; ver discussão de exemplo no próximo item). Ao contrário, unidades mais jovens e coberturas sedimentares exibem arranjos mais simples e mais facilmente correlacionáveis com os modelos citados, salvo nos casos de herança tectônica, quando fraturas reativadas no embasamento impõem *trends* peculiares a uma cobertura;

(iv) nas bordas de bacias tipo rifte, um regime de fluxo de calor mais elevado, durante sua evolução, pode conduzir à formação de estruturas relativamente “quentes”, em comparação a regiões distais (com fraturas mais “frias”); os processos de exumação tectônica sinrifte e subseqüente denudação podem modificar o ordenamento previsto nos parágrafos precedentes.

Levando em conta que os fenômenos de percolação e acumulação de água são geologicamente muito recentes e superficiais, é muito difícil conceber um relacionamento direto (exceto indiretamente, através da atuação do intemperismo; ver adiante) com as estruturas dúcteis (dobras, foliações, zonas miloníticas) de idade pré-cambriana, originadas em ambiente crustal profundo (há mais de 500 Ma, nos escudos cristalinos do Brasil e da África). Nesse sentido, classificações de juntas ou fraturas, de acordo com a sua orientação em relação às estruturas dúcteis regionais, de idade pré-cambriana, podem ser desprovidas de utilidade prática na identificação de zonas favoráveis ao acúmulo de água subterrânea.

### 3.1.5 O Contexto Tectônico Regional e suas Implicações: o exemplo da Borborema

Em cada região da crosta continental, a deformação frágil pode ser caracterizada em termos geométricos e cinemáticos, compondo sucessivos eventos que podem ser alocados nos seus respectivos nichos no espaço (incluindo a profundidade na crosta) e, com

auxílio de métodos cronoestratigráficos, no tempo. Técnicas de termocronologia ( $^{39}\text{Ar} - ^{40}\text{Ar}$ , traços de fissão, U/Th-He e outras), comparando datações geocronológicas com as temperaturas de fechamento de diferentes minerais, constituem uma importante ferramenta para esta tarefa. A integração de dados através de áreas de escala (sub)continental permite relacionar esses episódios a processos nas margens ou no interior de placas, em arranjos pretéritos (neoproterozóicos, mesozóicos) ou atuais, aos quais correspondem sistemas de tensões específicos.

Tendo em vista a experiência dos autores, o Nordeste do Brasil ou, mais especificamente, a Província Borborema (Almeida & Hasui, 1984; Cordani *et al.*, 2000; Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Norte, 1998; figura 3.1.8), são aqui discutidos como exemplo do arcabouço estrutural de uma região de escala subcontinental, a ser considerado na análise do fraturamento nos maciços cristalinos. O último evento de deformação dúctil nesta província foi o ciclo orogênico Brasileiro, desenvolvido no intervalo 650-530 Ma. Com o soergimento regional e exumação do terreno, já no Cambro-Ordoviciano, estruturas frágeis tardi-brasilianas foram desenvolvidas e hoje estão expostas, sendo caracterizadas por marcadores cinemáticos relativamente “quentes”, a exemplo de fraturas preenchidas por veios de quartzo, pegmatito, mica branca, sericita, clorita e outros minerais de origem hidrotermal. Estas feições e minerais sugerem profundidades da ordem de 4 a 6 km (o que é função do gradiente geotérmico estimado para este intervalo de tempo) para a formação dessas estruturas. Na Faixa Seridó e em outros domínios adjacentes no Nordeste do Brasil, o fraturamento tardi-brasiliano, predominantemente com forte mergulho, também é reconhecido pela sua relação geométrica com lineações de estiramento e zonas miloníticas transcorrentes NE/NNE; p.ex., as fraturas de distensão são ortogonais ou escalonadas, bissectando falhas e fraturas de cisalhamento (Jardim de Sá, 1994). A Figura 3.1.9a reproduz simplificada os *trends* de fraturas observados neste intervalo cronológico.

A tectônica no restante do Paleozóico é pouco conhecida. Durante todo o Cretáceo inferior, o processo de separação continental e criação do Oceano Atlântico Sul imprimiu outros conjuntos de fraturas, numa evolução complexa, polifásica (Matos, 1992; 1999; 2000), com feições que refletem níveis crustais, comparativamente ao conjunto de estruturas (a) precedente. O intervalo de profundidades envolvido, e hoje exposto, estaria na faixa de 2 a 5 km. Os eixos de rifteamento no interior e na margem do continente obedeceram inicialmente a uma direção de distensão NW, com eventos precoces que mostram uma deflexão nessa direção para N-S a NNW (figura 3.1.9b). Em uma etapa subseqüente, no Aptiano, a Margem Equatorial do continente foi estruturada em transcorrências dextrais E-W e falhas normais-obliquas NW (figura 3.1.9b). Lineamentos NE,

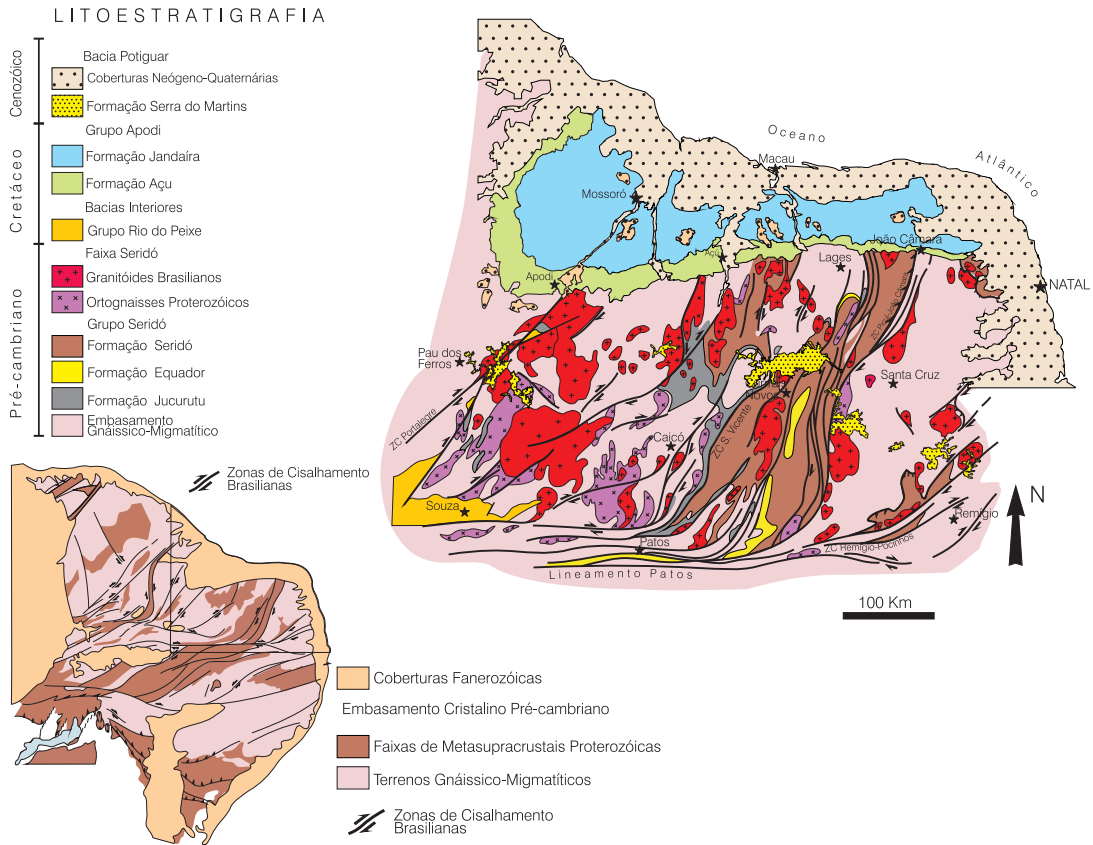


Figura 3.1.8 - (a) Arcabouço tectônico da Província Borborema e bacias fanerozóicas, Nordeste do Brasil. (b) O detalhe reproduz a Faixa Seridó e, a norte, a Baía Potiguar. Adaptado de Jardim de Sá (1994) e do Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Norte (1998).

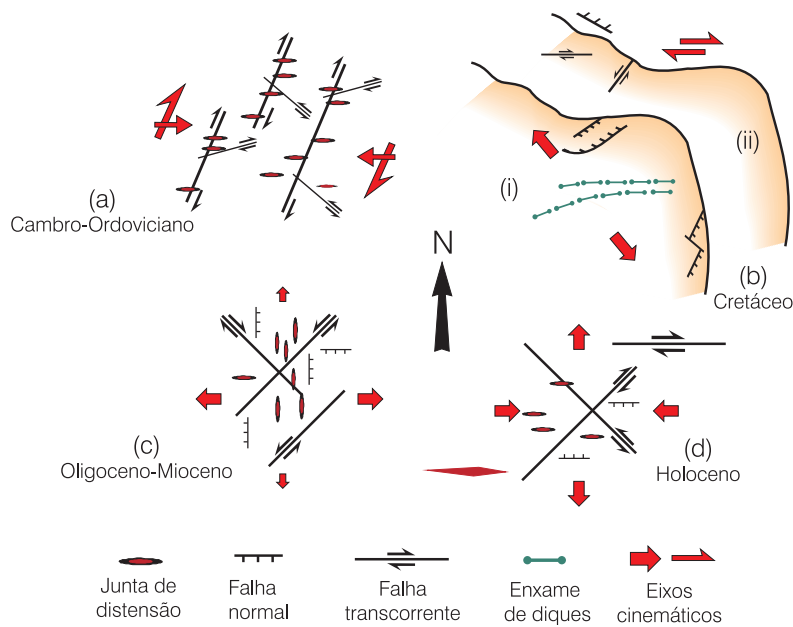


Figura 3.1.9 - Cinemática dos principais episódios de deformação e estruturas frágeis fanerozóicas na Faixa Seridó e domínios adjacentes (Província Borborema, Nordeste do Brasil), com representação em mapa. Em (b), observar o contorno da linha de costa no extremo Nordeste. Os eixos cinemáticos podem ser relacionados a sistemas de tensões e de *strain*, como ilustrado nas figuras 3.1.4 e 3.1.5. (a) Cambro-Ordoviciano, durante a exumação da cadeia colisional/transpressiva brasileira. (b) À esquerda (i), rifteamento no Cretáceo inferior (Neocomiano ao Aptiano/Albiano médio) sucedido pela (ii) evolução transformante ao longo da Margem Equatorial, a partir do Aptiano. (c) Domeamento intraplaca durante o Terciário (Oligoceno-Mioceno), cujos efeitos são superimpostos (e eventualmente dominantes) sobre outros regimes contemporâneos. (d) Tectônica holocênica: compressão E-W através da Placa Sul-Americana, provavelmente ativa desde o final do Cretáceo. Na Margem Equatorial, o regime b(ii) apresenta evolução cronológica similar. Os esboços de estruturas estão orientados, mas são esquemáticos em escala.



no continente, foram reativados com cinemática inversa ou oblíqua antitética, sinistral (Matos, 2000; Jardim de Sá, 2001; Sousa, 2002; Antunes, 2004).

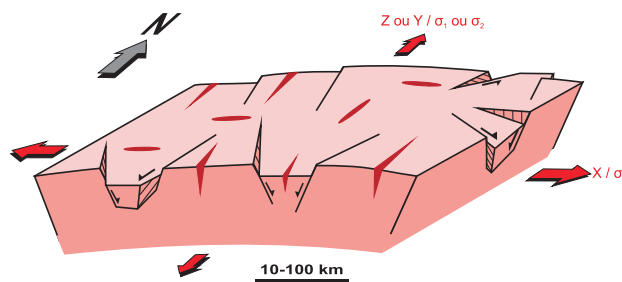
A partir do final do Cretáceo, o regime tectônico vigente deve ter sido similar ao atual (figura 3.1.9d), que tipifica as margens continentais passivas, evoluídas a partir de limites de placas divergentes (caso da Margem Atlântica Leste, de Natal para sul) ou transformantes (caso da Margem Atlântica Equatorial, de Natal para oeste/NW).

Na margem e em boa parte do interior continental, estão bem caracterizadas falhas transcorrentes e normais filiadas a um regime com eixo principal de tensão  $\sigma_1$ , N-S, possivelmente refletindo um regime com distensão geral no plano horizontal ( $\sigma_2$ , correspondendo a um valor de distensão mínima). Falhas normais, juntas de distensão e fraturas híbridas são comuns neste evento (figura 3.1.9c). Essas estruturas cortam os sedimentos neocretáceos da Bacia Potiguar, penetram no cristalino (onde, em geral, reativam fraturas mais antigas, tardi-brasilianas) e também afetam as formações Serra do Martins (paleógena, ocorrendo em platôs interioranos) e Barreiras, esta última na costa. Esse regime tectônico foi ativo pelo menos no intervalo Oligoceno-Mioceno. O nível crustal dessas estruturas é bastante raso, estimado como inferior a  $1 \pm 0,5$  km. Preenchimentos de fraturas com calcedônia e óxidos/hidróxidos de ferro são freqüentes neste conjunto de fraturas. O mecanismo tectônico para gerar a distensão geral no plano horizontal ainda não está bem explicado. Coincidentemente, durante o Terciário, registra-se a presença de um outro elemento tectônico, uma província magmática alcalina, intraplaca (o Vulcanismo Macau; Carneiro *et al.*, 1989), que pode ter contribuído, pelo efeito de domeamento térmico, para o soerguimento do Planalto da Borborema (figura 3.1.10). Esse arcabouço tectônico ainda está em processo de detalhamento (Jardim de Sá *et al.*, 1999; 2005; Jardim de Sá, 2001).

### 3.1.6 Neotectônica e a Evolução Crustal Holocênica

Várias investigações confirmam o papel do campo de tensões atual em ditar o comportamento “aberto” ou “fechado” das fraturas, com correspondente implicação na sua capacidade hídrica (Carlsson & Olsson, 1980-81; Heffer & Lean, 1993; Sibson, 1994; Banks *et al.*, 1996; Barton *et al.*, 1997; Aydin, 2000; Fernandes & Rudolph, 2001).

A definição temporal da neotectônica é variável, entre autores e regiões, mas, de um modo geral, englobaria o período de tempo durante o qual o regime tectônico atual esteve vigente. No Nordeste do Brasil, este lapso cronológico inicia no Holoceno e pode se estender a todo o Neógeno (Saadi, 1993), ou mesmo a um marco de tempo mais antigo. A definição de campos de tensões com base em dados sismológicos (a sismotectônica) ou nas medidas diretas em poços, como disponíveis



**Figura 3.1.10** - Modelo cinemático para a deformação de idade oligoceno-miocênica na crosta superior do extremo nordeste do Brasil (Jardim de Sá *et al.*, 1999). O alçamento do Platô da Borborema é atribuído a uma anomalia térmica (pluma mantélica); a porção superior, frágil, da litosfera (incluindo boa parte da crosta continental) teria sido submetida a uma distensão geral (esforços tracionais) no plano horizontal, mais acentuada na direção E-W. Variações na pressão litostática (ocasionadas por processos de erosão ou deposição) e na pressão de fluidos ocasionam permutações entre eixos de magnitude similar ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ), conduzindo à formação alternada de transcorrências e falhas normais.

no Nordeste do Brasil (Lima *et al.*, 1997; Ferreira *et al.*, 1998; Lima Neto, 1998), são ferramentas das mais importantes para identificar os sistemas de tensões atuais. No Planalto da Borborema, interior do Nordeste setentrional, diferentes tipos de dados definem este campo de tensões em termos de contração/compressão ( $Z/\sigma_1$ ) E-W e tração ( $X/\sigma_3$ ) N-S. No prisma de sedimentos na borda continental, o sistema de tensões é mais complexo (Assumpção, 1992; Lima Neto, 1998; Jardim de Sá, 2001), mas essas considerações são de menor importância no momento.

Dados morfotectônicos também podem ser utilizados para conhecer os sistemas de tensões recentes (Saadi, 1993; Bezerra *et al.*, 1998; Nascimento da Silva & Jardim de Sá, 2000). Nesse sentido, a neotectônica também interfere e se reflete na rede de drenagem, nos blocos soerguidos e rebaixados e, conseqüentemente, nos processos de erosão, intemperismo e deposição de coberturas, os quais são fatores a serem considerados no processo de locação de poços.

A deformação neotectônica vai gerar estruturas novas em marcadores (rochas, unidades litoestratigráficas) recentes e mesmo de idade neógena, como a Formação Barreiras (Bezerra *et al.*, 1998; 2001; Coriolano, 2002), o que precisa melhor a sua idade relativamente jovem. Em muitos outros casos, a deformação neotectônica, rasa, pode estar impressa em unidades estratigráficas mais antigas, mesozóicas ou mesmo paleozóicas (Hancock & Engelder, 1989). No cristalino pré-cambriano, a geração de novas fraturas é bastante restrita ao nível da superfície atual, como no caso da Falha Sísmica de Samambaia, em João Câmara, RN (Coriolano *et al.*, 1997).

A situação mais comum, no embasamento cristalino, é a reativação da trama de fraturas pré-existentes (principalmente de idade cambriana ou eocretácea), como já foi demonstrado em sítios localizados, com auxílio de marcadores muito jovens e de nível crustal raso (precipitados minerais ou preenchimentos por cascalho; Coriolano *et al.*, 1997, 2000; Menezes & Jardim de Sá, 1999), ou por feições morfotectônicas (Nascimento da Silva & Jardim de Sá, 2000). Sistemas de fraturas fotointerpretadas, com evidência de movimentação neotectônica (cenozóica), exibem correlação com vazões de poços elevadas, nas suas adjacências, exemplificando um outro tipo de abordagem encontrada na literatura (Fernandes & Rudolph, 2001). O tipo de reativação em cada fratura será função da sua orientação em relação ao elipsóide de tensões neotectônicas local. Se não conhecido, este último pode ser estimado a partir do sistema de tensões neotectônicas regionalmente ativo. Outros fatores influentes incluem a pressão de fluidos nas rochas e fraturas, e a resistência coesiva das mesmas (parâmetro “c” do critério de ruptura de Coulomb), ditada pelo selamento ou abertura prévia (inclusive pelo intemperismo) das fraturas (figura 3.1.3c).

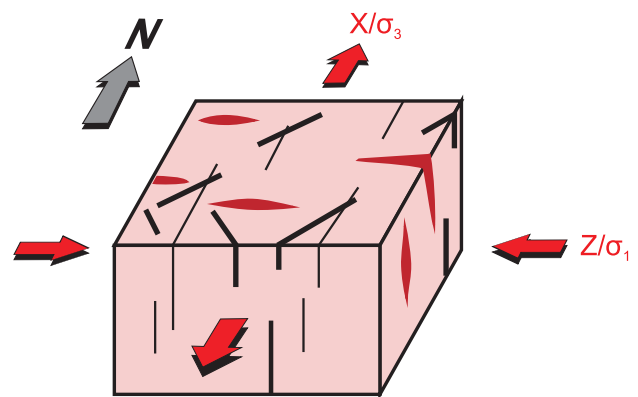
### 3.1.7 Implicações do Contexto Tectono-Estrutural para a Hidrogeologia de Terrenos Cristalinos

#### A Reativação Neotectônica da Trama de Fraturas Pré-Existentes

A partir do último parágrafo do tópico precedente, este item de implicações pode iniciar considerando o modo de reativação neotectônica da trama de fraturas pré-existentes. Vários trabalhos reportam resultados consistentes (Carlsson & Olsson, 1980-81; Heffer & Lean, 1993; Banks *et al.*, 1996; Barton *et al.*, 1997; Finkbeiner *et al.*, 1997; Aydin, 2000; Fernandes & Rudolph, 2001), nos quais as fraturas orientadas em baixo ângulo (subparalelas) ao eixo de compressão principal ( $\sigma_1$  ou Z, eixo de contração máxima ou distensão mínima) são aquelas mais “abertas” e, desse modo, funcionam como juntas de distensão, apresentando maior permeabilidade e conseqüente capacidade hídrica. Em situação oposta encontram-se as fraturas em forte ângulo com  $\sigma_1$ /Z, as quais corresponderiam a fraturas “fechadas”, em função de um componente de contração máxima ou de distensão mínima. Podem ser visualizadas várias situações “intermediárias” possíveis, equivalentes a fraturas de cisalhamento ou fraturas híbridas. Esta regra oferece, pelo menos como primeiro indicativo, uma relação simples, fundamentada e útil, para avaliação do potencial das fraturas em termos de condução ou armazenamento de fluidos no cristalino (figura 3.1.11). Também fica clara a inexistência de uma relação direta entre fraturas antigas, pré-

cambrianas ou eocretáceas, de natureza dilatacional (em especial, juntas de distensão preenchidas por veios aplíticos, pegmatíticos, de quartzo ou diabásio), e seu comportamento atual “aberto” ou “fechado”, o qual é prioritariamente controlado pelo campo de tensões neotectônico.

No Nordeste setentrional, existe uma coincidência da direção de distensão principal (X), horizontal N-S (variando de NNW a NNE), em tempos tardi-brasilianos, no início do Cretáceo e no Holoceno, o que condicionaria, em cada período citado (ver figura 3.1.9), o funcionamento de fraturas E-W como estruturas de distensão, preenchidas por diques ou controlando o fluxo de água subterrânea nos diferentes casos. Obviamente, tal coincidência é fortuita, pois o contexto geodinâmico desses campos de *strain* e de tensões é completamente distinto em cada caso. A distinção entre fraturas “antigas” e “jovens” pode ser esboçada com critérios de campo, o que permite uma avaliação mais adequada do seu significado tectônico e potencial para canalizar ou armazenar água subterrânea e outros fluidos geológicos. Em terrenos cristalinos, a determinação dos sistemas de tensões atuais (neotectônicos), em escala local, sofre severas restrições pela escassez de marcadores apropriados, o que pode ser superado com inferências regionais (p.ex., correlação com os sistemas de fraturas reconhecidos em unidades estratigráficas mais jovens), dados morfotectônicos e o exame detalhado do fraturamento, com especial atenção a *slickenlines* compostos por argilominerais fibrosos e outros indicadores cinemáticos de nível crustal muito raso (Coriolano *et al.*, 1997, 2000; Menezes & Jardim de Sá, 1999; Nascimento da Silva & Jardim de Sá, 2000).



**Figura 3.1.11** - Abertura de fraturas em relação a campos de tensões neotectônicos (exemplo do Nordeste do Brasil, mas, também válido para amplas regiões no interior do país). Fraturas em alto ângulo com  $\sigma_3$  (ou subparalelas a  $\sigma_1$ ) são preferencialmente “abertas” e, em tese, mais favoráveis em termos de capacidade hídrica. Na figura, a espessura do traço das fraturas é proporcional ao seu comportamento de dilatação recente. A escala visualizada é de uma pequena área.

## Natureza e Geometria das Zonas de Fraturas

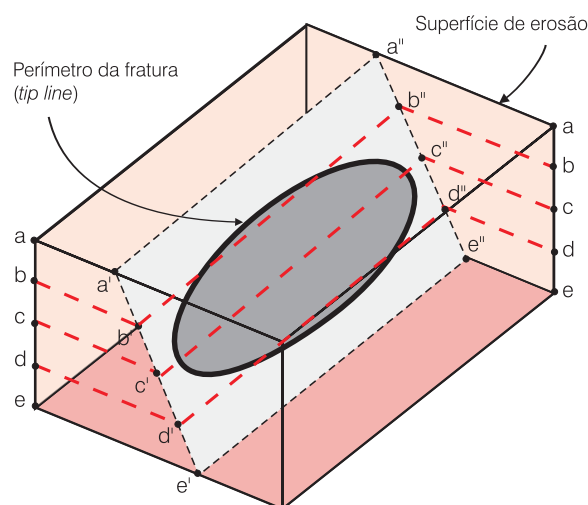
No tocante a uma fratura específica, o estudo de rochas de falhas (brechas e cataclasitos) e mineralizações hidrotermais deixa clara a possibilidade de geração de uma trama porosa e permeável, comumente referida como uma **zona de danos** (Aydin, 2000), através da qual podem circular volumes expressivos de fluidos (Sibson, 1977, 1981, 1994; Muir Wood, 1994). Quando cimentados, brechas e cataclasitos reduzem consideravelmente sua permo-porosidade, que, todavia, pode ser restabelecida em um novo pulso de movimento e fraturamento. O resultado final desses ciclos é variável, todavia, em condições muito rasas, as brechas tendem a ser incoesivas e permo-porosas, em função da irregularidade na precipitação do(s) fluido(s) cimentante(s), ou mesmo da sua ausência, face à sua precipitação em maior profundidade. Juntas de distensão podem experimentar repetidos ciclos de abertura e preenchimento, em um mecanismo referido como *crack-seal* (Ramsay & Huber, 1987; Dunne & Hancock, 1994). Deste modo e no tocante a fraturas antigas, o seu potencial para canalizar e/ou armazenar fluidos é variável e controlado por múltiplos fatores: orientação, abertura, rugosidade, selamento, reativações e outros (ver capítulo 3.2). Uma junta de distensão, ou uma zona de falha com múltiplas interseções, teoricamente constituindo estruturas “abertas”, com sítios dilatacionais, podem ser impermeabilizadas por precipitados minerais. Sua reabertura poderia se dar em uma ou ambas das seguintes instâncias:

- (i) intemperismo do preenchimento (precipitados minerais e/ou rocha finamente cominuída), o que, todavia, também pode selar a fratura (ver adiante);
- (ii) reativação da fratura, especialmente em contexto neotectônico.

O efeito do intemperismo, aumentando as condições de permo-porosidade ao longo das zonas fraturadas (que deste modo podem ser preenchidas com água; ver adiante), constitui um fator decisivo para tornar a zona de fratura, em profundidade, “visível” a um método geofísico, particularmente aos métodos elétricos (capítulo 4.2).

A geometria dos sistemas de fraturas deve ser estudada em cada caso, aqui incluída a sua classificação em conjuntos com idade similar ou distinta, e cinemática própria. O grau de detalhe a ser aplicado nesse tipo de estudo é variável, mas combina a correlação entre fraturas nos afloramentos (ou seja, esboços em escala mesoscópica) e em fotografias aéreas ou imagens de satélite com alta resolução. As escalas de trabalho podem variar de 1:100 a 1:10.000, ou numa ordem de grandeza similar, em torno do sítio de locação sob exame. O padrão tridimensional das fraturas levantado por esses métodos, com ou sem auxílio de técnicas

geofísicas, tem implicações no tocante à caracterização de interseções e influência na conectividade do sistema (Black, 1994). O aspecto mais simples, a ser inicialmente considerado pelo hidrogeólogo, é a possível extensão das fraturas em profundidade. Quanto mais profunda, maior a probabilidade de drenarem e estocarem água, inclusive pela possibilidade de se interconectarem com outras estruturas. Estatisticamente, essa extensão pode ser avaliada pela dimensão média das fraturas fotointerpretadas ou identificadas no campo. Todavia, a consideração da forma da fratura, em relação ao nível de erosão, deixa clara a possibilidade de surpresas nas locações (figura 3.1.12). Frequentemente, as fraturas exibem um perímetro elíptico (embora irregular), com eixo maior subhorizontal (Davison, 1994; Nicol *et al.*, 1996, p.ex.). A depender do nível de erosão atual, uma fratura pode se expor na sua dimensão máxima aproximada (se o nível de erosão resulta numa interseção ao longo da porção mediana da estrutura), ou pode aumentar (corte no topo da fratura) ou diminuir (corte na sua porção inferior) com a profundidade. Tal fato reforça a necessidade de aplicação de métodos geofísicos na locação de poços.



- a = fratura “cega”
- b = a extensão aumenta com a profundidade
- c = extensão máxima da fratura
- d = a fratura desaparece em profundidade
- e = fratura “erodida”

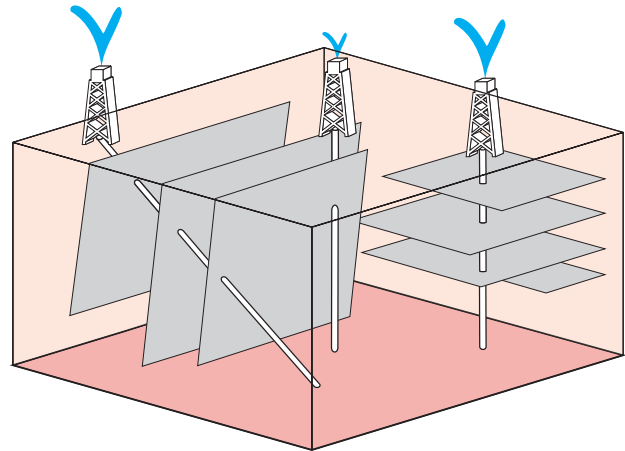
**Figura 3.1.12** - Nível de erosão e extensão de fraturas em profundidade. As letras identificam diferentes níveis de erosão possíveis, em relação à fratura representada: (a) corresponde a um nível raso, e (e) a um nível mais profundo. O desenho tem aplicação geral e a fratura pode corresponder a uma junta ou a uma falha, a um plano único ou, mais comumente, a uma família de planos adjacentes e subparalelos, embora também possam ocorrer estruturas menores, com orientação distinta; a escala visualizada é de uma pequena área, mas pode ser variável. O termo “fratura cega” (a) corresponde a uma estrutura não aflorante. Os casos (b) e (c) correspondem a fraturas com bom potencial para conduzir e/ou armazenar fluidos (por vezes inesperado, caso b). Em (d), a fratura desaparece rapidamente em profundidade, conduzindo a resultados negativos na perfuração de um poço, mesmo tendo sido locado próximo a fraturas aflorantes.

Fraturas com alto ângulo de mergulho, ou subverticais, são de ocorrência dominante no Nordeste do Brasil/Planalto da Borborema, o que é decorrente da cinemática transcorrente ou distensional vigente durante o seu desenvolvimento, ao final do Pré-cambriano e no rifteamento eocretáceo, os dois episódios que apresentam deformações de magnitudes expressivas. Tal cinemática se repete no fraturamento Neógeno (comparar figuras 3.1.9 e 3.1.5). Já foi chamada a atenção, na literatura (Costa & Silva, 1997), de que nesses casos a perfuração de poços inclinados forneceria melhores resultados (vazões) em relação aos poços verticais usuais, permitindo interceptar múltiplas fraturas. Problemas tecnológicos, ligados ao bombeamento, restringem a aplicação deste princípio geométrico simples (figura 3.1.13).

A natureza da rocha e a magnitude das tensões envolvidas também influenciam na geometria do fraturamento. Tensões de grande magnitude, persistentemente ativadas, resultam em estruturas comparativamente maiores. Rochas cristalinas maciças, com anisotropias mais fracas (p.ex., foliações em granitóides pouco deformados), tendem a desenvolver fraturas mais longas, porém mais espaçadas, em relação àquelas presentes em rochas fortemente anisotrópicas (xistos, gnaisses com bandamento fino), nas quais o fraturamento tende a ser mais denso e com dimensões mais reduzidas. Em um mesmo litotipo foliado, a orientação dessa anisotropia pode ser favorável (baixo ângulo com  $\sigma_1$ ) à sua reativação como juntas de distensão, que, neste caso, tendem a ser menores e mais densas; com os planos de anisotropia em ângulo mediano a forte com  $\sigma_1$ , as fraturas tendem a se desenvolver de modo mais espaçado e com maiores dimensões, com freqüente desenvolvimento de *slickenlines* (Bourguet *et al.*, 1980-81, Twiss & Moores, 1992; Dunne & Hancock, 1994; van der Pluijm & Marshak, 1997; Aydin, 2000).

### Interconexão de Fraturas

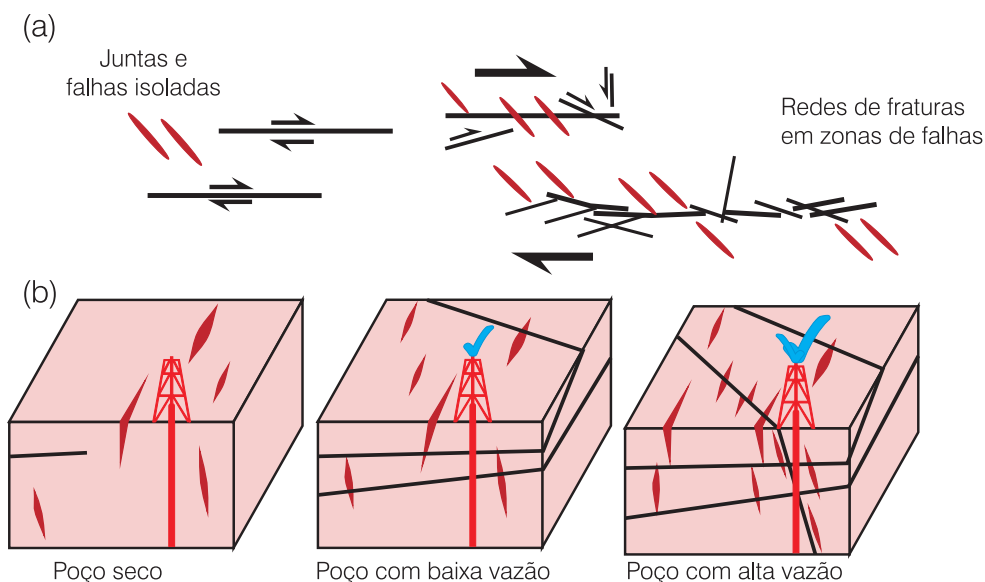
A interconexão de fraturas é avaliada como um fator extremamente positivo para desenvolver ou aumentar as condições de porosidade (fraturas abertas) e permeabilidade (fraturas interconectadas) das rochas. Assumindo o caso comum de fraturas predominantemente com alto ângulo de mergulho (como acima referido para o Nordeste/Planalto da Borborema), as interconexões podem ser formadas no encontro de diferentes famílias, ou quando as mesmas são interceptadas por fraturas de baixo ângulo, neste caso associadas à descompressão do terreno (figura 3.1.14). As fraturas de baixo ângulo permitem distribuir a água superficial infiltrada através de uma área mais ampla, com possibilidades de alimentar um maior número de fraturas em profundidade. Pela multiplicidade e interconexão das fraturas presentes (tipos T, R, R', P) em diferentes escalas, zonas de falhas



**Figura 3.1.13** - O sucesso de um poço é função do número de fraturas produtoras interceptadas. Em regiões com fraturas predominantemente de alto ângulo de mergulho (como no Nordeste do Brasil; comparar com a figura 3.1.5a,c), os poços deveriam ser inclinados, de modo a interceptar um maior número de fraturas e assim obter maiores vazões. Poços verticais são mais adequados para regiões dominadas por fraturas de baixo ângulo (p.ex., zonas de empurrões, como na figura 3.1.5b). Ver discussões adicionais no texto.

(embora simplisticamente visualizadas como fraturas de cisalhamento, teoricamente “fechadas”) podem ser tão ou mais interessantes quanto um sistema de juntas de distensão paralelas, estruturas abertas, mas que não necessariamente se interconectam, a não ser através de outros tipos de fraturas (Black, 1994; Aydin, 2000).

Em reservatórios de hidrocarbonetos imageados sismicamente, a distribuição de fraturas em 3-D permite mapear as interseções e conexões desses planos, e deste modo modelar as condições de fluxo e acumulação de fluidos, incluindo a compartimentação dos reservatórios (Maerten *et al.* 2006; Medeiros *et al.*, 2008). A partir das falhas de maior dimensão (p.ex., aquelas mapeadas pela sismica ou, no caso de um terreno cristalino, em fotografias aéreas), também é possível prever, em bases geomecânicas, a distribuição de falhas de menor porte (escala de afloramento) e sua influência nos padrões de fluxo no reservatório (Kattenhorn & Pollard 2001; Maerten *et al.* 2006). Esses resultados encontram aplicação na prospecção de água subterrânea através da melhor compreensão dos processos. Todavia, é difícil e oneroso, na prática de locação de poços no cristalino, mapear as falhas em 3-D, pois isso requer cobertura extensiva e detalhada com métodos geofísicos, idealmente através de uma combinação de métodos (ver exemplo em Nascimento da Silva *et al.*, 2004) e, para o caso de uma discussão específica sobre o uso da eletrorresistividade, Ribeiro *et al.* (2001). Também a exemplo do que é feito em afloramentos análogos de reservatórios de petróleo (Aydin, 2000; Antonellini & Mollema, 2000; Laubach *et al.*, 2000), é possível fazer quantificações do número de interseções de fraturas por área, em seção (na



**Figura 3.1.14** - Conectividade de fraturas e a permo-porosidade estruturalmente induzida em rochas cristalinas. Contrastar as situações: (a) à esquerda, juntas e falhas isoladas (menor favorabilidade, salvo grandes fraturas em orientação adequada, abertas) vs. à direita, uma rede de fraturas interconectadas ao longo de uma zona de falha (maior favorabilidade); o esboço se aplica a uma seção vertical (corte) ou mapa, em escala que varia de uma pequena área a uma extensa região; (b) da esquerda para a direita, os casos de fraturas isoladas (poço seco ou de baixa produção), fraturas de baixo ângulo conectando juntas de distensão isoladas (vazões medianas), idem, também conectando zonas de falhas (poços com maiores vazões). Simbologia de fraturas como na figura 3.1.4. Ver discussões adicionais no texto.

dependência de exposição vertical em afloramento natural ou pedreira) ou planta (mapeando afloramentos ou através de fotografia aérea de detalhe), no entorno do sítio de locação de um ou mais poços. Todavia, desconhecemos um trabalho sistemático que, a partir de um número estatisticamente expressivo de experimentos, relacione esse e outros parâmetros da geometria do fraturamento a resultados de vazões de poços para água.

### Fluxo da Água Subterrânea e Sistemas Naturais de Bombeamento

Ao longo da trama de fraturas, o escoamento da água subterrânea obedece a:

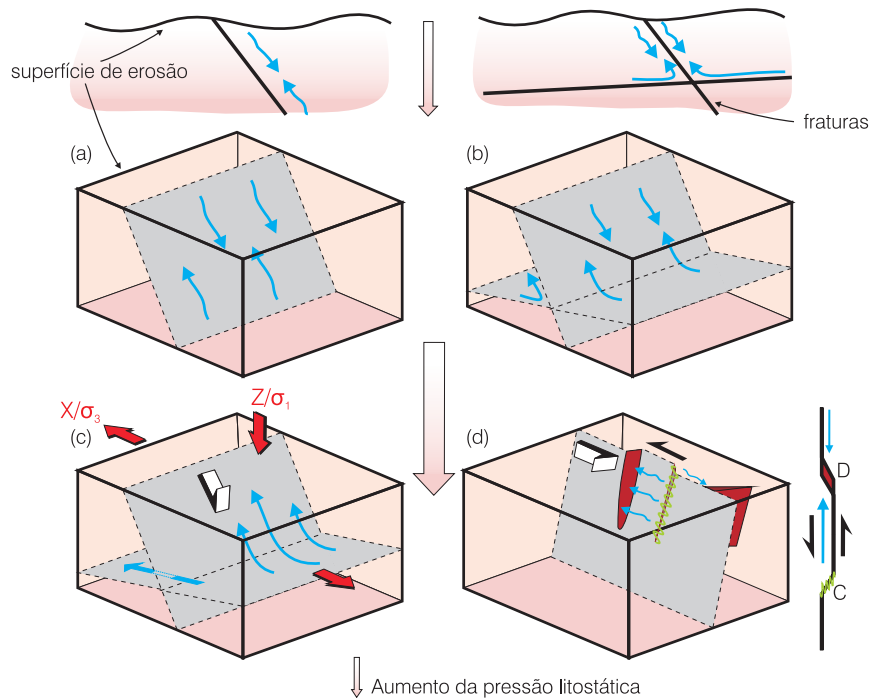
(i) gradientes hidráulicos (usualmente referidos como “gradientes hidrostáticos”, nos textos de Geologia Estrutural), se as fraturas preenchidas com água estão conectadas até a superfície, caso usual em fraturas rasas (figura 3.1.15a);

(ii) gradientes litostáticos, controlados pelo peso da coluna de rocha suprajacente, se as fraturas com água estão interrompidas ou seladas em direção à superfície (figura 3.1.15b), situação que tende a ocorrer em maior profundidade; ou

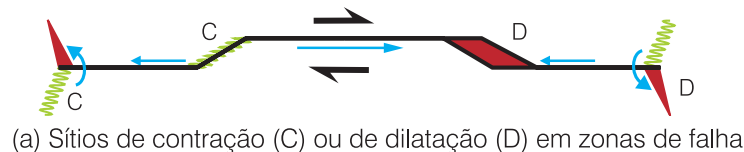
(iii) gradientes de origem neotectônica (figuras 3.1.15c e d). A combinação dessas possibilidades (que também interagem com tensões capilares e são influenciadas pela geometria de detalhe e a rugosidade da fratura; Costa & Silva, 1997), em cada sítio, pode

imprimir uma anisotropia nas condições de fluxo ao longo do maciço rochoso, inclusive gerando **sistemas naturais de bombeamento**.

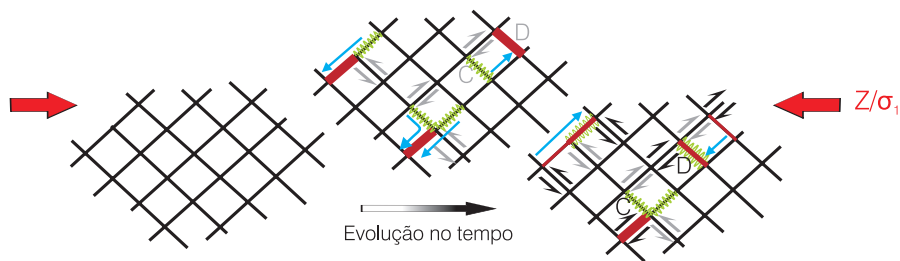
O predomínio dos gradientes tipo (i) e (ii) condicionaria linhas de fluxo com forte mergulho (ou forte *rake* no plano de uma fratura), embora a conexão de setores com pressões de fluido distintas possa originar fluxo transitório em fraturas de baixo ângulo, ou com linhas de fluxo subhorizontais em fraturas de alto ângulo. Por outro lado, tensões neotectônicas podem criar gradientes persistentes do tipo (iii), com orientação diversificada e inclusive subhorizontais (ou de baixo *rake*), numa variante de “bombeamento tectônico”. Num sistema de falhas transcorrentes ativas (figura 3.1.15d; ver também a figura 3.1.16a), pode ser instalado um sistema de fluxo a partir dos sítios de transpressão, em direção aos espaços abertos, em transtração (aberturas em dominó ou *pull-apart*). Efeito semelhante pode ocorrer com outros tipos de falhas (normais e inversas), sendo regra a migração a partir dos sítios em contração para os sítios em dilatação. O funcionamento penecontemporâneo de fraturas de cisalhamento conjugadas, ou a reativação simultânea de quaisquer fraturas oblíquas entre si, podem resultar na “abertura” alternada de segmentos desses planos de cisalhamento (figura 3.1.16b), que, considerados numa condição estática, seriam usualmente avaliados como “fechados”. Esses padrões de fluxo são bem conhecidos a partir do estudo de fluidos hidrotermais e de reservatórios de hidrocarbonetos (Sibson,



**Figura 3.1.15** - Alguns condicionantes para o fluxo de fluidos ao longo de fraturas em rochas cristalinas, gerando sistemas naturais de bombeamento. (a) e (b) são situações na ausência de tensões neotectônicas, todavia presentes em (c) e (d). As setas azuis indicam o fluxo de água (ou de outros fluidos) e as setas maiores indicam tensões ou cinemática. A escala representada é preferencialmente a macroscópica (pequena área). (a) Infiltração dominada pela gravidade; fluxo ascensional controlado pelo gradiente hidráulico e, subordinadamente, tensões capilares. (b) Infiltração idem; fluxo ascensional controlado pela carga litostática; a água infiltrada e acumulada em fraturas de baixo ângulo (em “fechamento”) é pressurizada e escoada para cima ao longo de descontinuidades abertas (fraturas em alto ângulo). (c) Descontinuidade em baixo ângulo, interceptada por falha com reativação normal; no bloco do teto, o movimento (aliado ao peso do bloco) expulsa água contida ao longo da descontinuidade de baixo ângulo, que migra para o bloco do muro (descomprimido ao longo da descontinuidade) e para cima, aproveitando a falha. (d) Fluxo de água ao longo de uma falha transcorrente, de um sítio em transpressão/contração (C) a um sítio em transtração/dilatação (D); o esquema ao lado é uma visão da falha em plano horizontal.



(a) Sítios de contração (C) ou de dilatação (D) em zonas de falha



(b) Abertura intermitente de fraturas de cisalhamento

**Figura 3.1.16** - Sistemas de bombeamento tectônico. As setas azuis indicam o fluxo de água (ou de outro fluido) e as setas em preto ou cinza representam tensões ou cinemática. (a) Sítios de contração (C, onde ocorre expulsão da água) e de dilatação (D, acumuladores de água) em terminações e cotovelos (*jogs*) de falhas ativas. (b) Abertura intermitente de fraturas de cisalhamento conjugadas, durante deformação progressiva, esquematicamente representada em três estágios. No estágio intermediário (centro da figura), as setas em cinza indicam a cinemática nos segmentos ativos das fraturas, originando sítios de contração ou de dilatação, com conseqüente expulsão ou coleta de água. No desenho à direita, as setas em preto indicam os segmentos ativos das fraturas, nesse estágio final (notar inversões de movimentos em segmentos específicos das fraturas). Os desenhos são válidos para mapa (plano horizontal) ou corte e a escala de interesse para os objetivos deste trabalho varia de mesoscópica (pequeno afloramento) a macroscópica (área, região). Simbologia de fraturas conforme a figura 3.1.4.

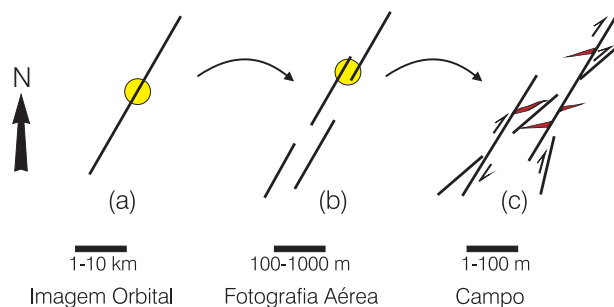
1987,1994; Hodgson, 1989; Muir Wood, 1994). Os mesmos são também controlados pela abertura e rugosidade (incluindo tipos de preenchimentos) dos vários sistemas de fraturas, em cada local.

Em virtude dos múltiplos fatores envolvidos e da dificuldade em obter parâmetros simples e pertinentes, o tópico discutido neste item dificilmente pode ser abordado (senão de forma conceitual ou qualitativa) num trabalho de campo “usual”, na prospecção hidrogeológica. Todavia, este tipo de conhecimento permite entender melhor os processos de fluxo da água e alimentação das fraturas.

### Localção de Poços e Efeito de Escala

O trabalho de localção de um poço é iniciado com uma avaliação do terreno através de fotografias aéreas e/ou imagens de satélite em escala de detalhe. É desejável uma escala acima de 1:10.000, embora esta situação não seja comum. No momento, as imagens de satélites usualmente comercializadas (e mais baratas) mostram restrições pela pequena escala. De todo modo, este tipo de produto permite tratamentos computacionais que podem, ao menos em parte dos casos, realçar condições de maior ou menor umidade ao longo de trechos de riachos, bem como a localização de coberturas arenosas que propiciem condições de recarga nas fraturas (Boeckh, 1992; Sander, 1996; Coriolano, 2002). Fotografias aéreas de pequeno formato, obtidas por ultra-levés e pequenas aeronaves, fornecem ótimos resultados na análise de fraturas.

Em geral, o confronto entre lineamentos fotointerpretados com a realidade do terreno, por vezes, envolve interpretações discrepantes, a exemplo da discriminação errônea entre fraturas, zonas miloníticas e traços de foliação, o que, todavia, pode ser sanado com alguma prática por parte do geólogo/hidrogeólogo. As fraturas são, em princípio, as estruturas de maior interesse na prospecção hidrogeológica. Todavia, é comum que as zonas miloníticas exibam estágios ou reativações tardias de natureza cataclástica, engendrando uma trama de fraturas e de rochas cominuídas com maior potencial hídrico (aumento dos fatores porosidade e permeabilidade), o que faz com que estas zonas também possam constituir objeto de interesse, a ser avaliado no campo. Uma situação mais complexa, a ser tratada caso a caso, é a mudança, por vezes radical, entre o contexto estrutural fotointerpretado (p.ex., uma zona de fratura em fotografia aérea 1:40.000, cuja direção geral tem baixo potencial de “abertura”) e aquele presente na escala dos afloramentos em torno do sítio de localção, onde a trama do fraturamento pode incluir sistemas “abertos”, bem desenvolvidos apenas em escala mesoscópica. A figura 3.1.17 ilustra essa questão da escala de lineamentos e fraturas (a figura 3.1.2 também aborda o mesmo tipo de problema). Desse modo, o estudo de campo é uma etapa imprescindível na abordagem estrutural e na prospecção de água subterrânea.



**Figura 3.1.17** - Lineamentos e zonas de fraturas: representação em plano horizontal (mapa, imagem, fotografia aérea) do problema da escala. (a) Lineamento interpretado a partir de uma imagem de satélite “normal” ou fotografia aérea (escala 1:50.000 a 1:100.000, ou menor), representado como um traço único. É possível que a direção dessa estrutura (NE) não seja reconhecida como de maior favorabilidade, na região sob estudo. (b) No detalhe de uma fotografia aérea ou imagem de satélite de detalhe (1:10.000 a 1:25.000), o mesmo lineamento pode se apresentar segmentado. Foi assinalada uma área para estudo de campo. (c) Na escala de campo (ou fotografia aérea de pequeno formato) e da localção final do poço, a área escolhida pode exibir fraturas em orientações distintas, incluindo sistemas “abertos” (juntas de distensão com direção ENE), de maior favorabilidade quando conectados às demais fraturas (simbologia de fraturas como na figura 3.1.4).

### 3.1.8 Efeito da Exumação e do Intemperismo sobre a Permo-Porosidade das Rochas

Um outro aspecto importante a ser abordado é a questão da “abertura” de fraturas e outros tipos de descontinuidades, próximo à superfície (< 60-80 m, p.ex.), o que é apoiado por dados estatísticos que relatam o “aumento na frequência do fraturamento” em profundidades rasas (Bourguet *et al.*, 1980-81; Carlsson & Olsson, 1980-81; Avias, 1982). Neste sentido, os fatores que devem ser considerados incluem:

(i) **o papel do intemperismo “abrindo” planos de descontinuidades** (já cogitado por Siqueira, 1967), incluindo contatos litológicos e mesmo zonas foliadas. O efeito contrário também pode ocorrer, resultando no “fechamento” de fraturas abertas (p.ex., por precipitados ferruginosos). Além de fatores químicos e climáticos, a efetividade do processo intempérico vai ser controlada pela mineralogia e *fabric* da rocha original e, no caso das falhas/fraturas, pelo grau de cataclase/cominuição das rochas e a sua eventual cimentação por acumulações argilosas e precipitados minerais;

(ii) **o alívio de carga (descompressão)** com a exumação rápida e/ou a expansão superficial do terreno, criando ou reativando, em dilatação, fraturas de alto e de baixo ângulo (Hancock & Engelder, 1989; van der Pluijm & Marshak, 1997).

No tocante a um plano de fratura específico, a ação do intemperismo é muito variável. Rochas cristalinas fortemente cominuídas, e precipitados ricos em

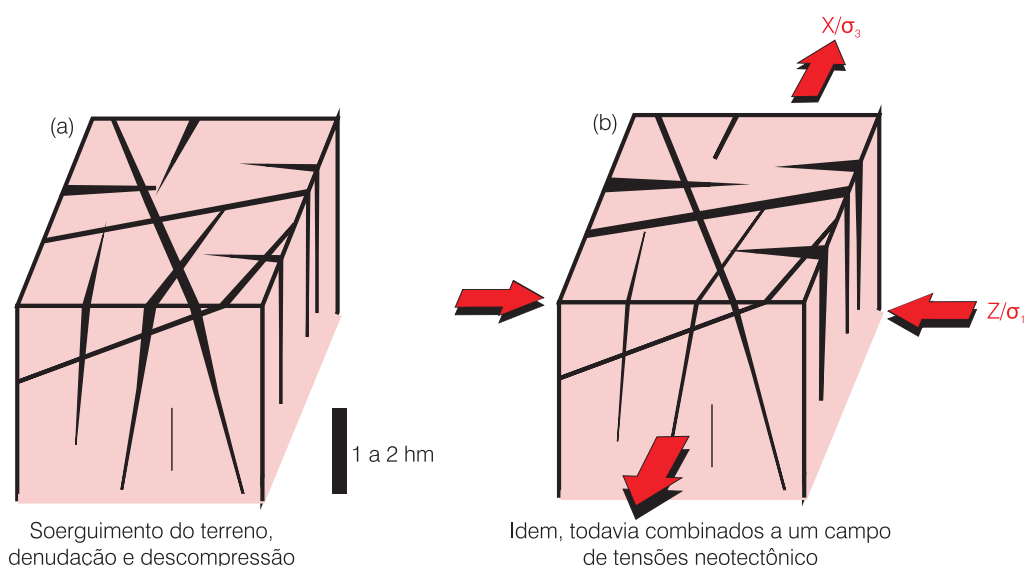
feldspatos, tendem a formar zonas e bolsões argilosos durante o intemperismo. Em regiões úmidas, com lençol freático elevado e estável, esses “tampões” argilosos provavelmente mantêm as fraturas fechadas durante longo tempo. Essa situação pode requerer a estimulação de poços com injeção de água pressurizada (Waltz & Decker, 1981), para lavar as fraturas (que, todavia, podem rapidamente colmatar). Em regiões com eventos rápidos de infiltração e recarga (chuvas torrenciais, rios temporários), os tampões argilosos tenderiam a ter vida mais curta e seriam menos efetivos. Gerado a partir de rochas quartzo-feldspáticas, o material de preenchimento intemperizado, lavado naturalmente, perderia a fração argila e se tornaria mais granular (quartzoso) e permeável.

O fator (ii) faz parte do cenário usual de denudação do continente, a exemplo do que ocorre no Nordeste do Brasil (Nascimento da Silva *et al.*, 2004), com a pronunciada dissecação do Planalto da Borborema. Tendo em vista que a descompressão gera fraturas subhorizontais próximas à superfície (que em decorrência, decrescem em frequência com a profundidade), e que estas atuam conectando diferentes famílias de alto ângulo (figura 3.1.14), boa parte das quais também “abertas” na descompressão (Waltz & Decker, 1981), este quadro deve influenciar nas estatísticas e na prática usual de limitar a perfuração de poços à faixa máxima de 80 a 100 m. Provavelmente, desta forma, justifica-se o relativo sucesso dos poços verticais rasos, que terminam por interceptar, direta ou “indiretamente” (ou seja, através de fraturas subverticais conectadas), fraturas de baixo ângulo.

A presença de **tensões diferenciais, neotectônicas**, no plano horizontal (o que pode ser avaliado a partir

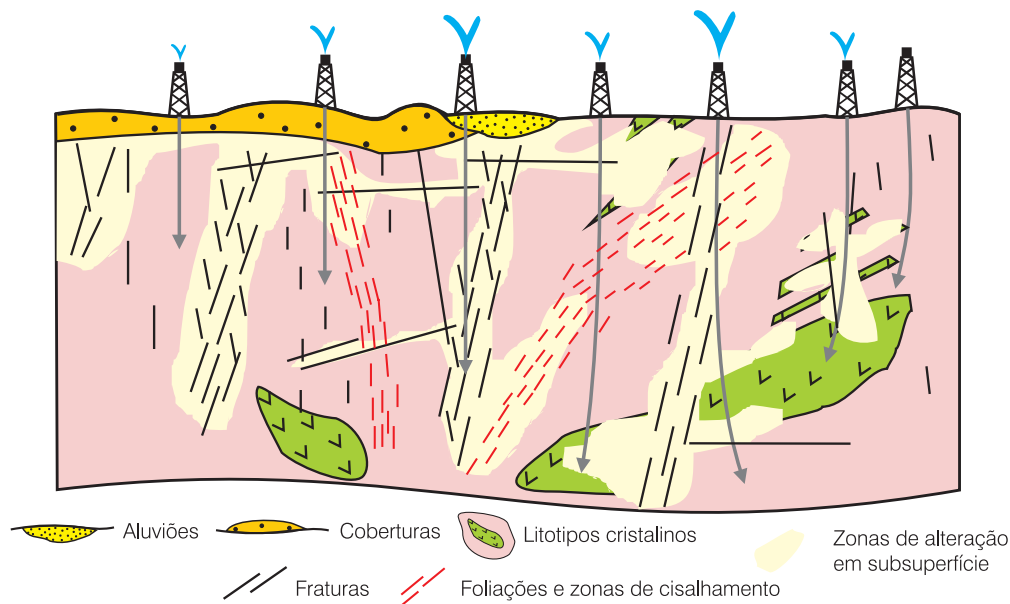
das estruturas observadas em campo), próximo à superfície da Terra, pode introduzir um componente de anisotropia, reforçando a ação do intemperismo e/ou da descompressão na “abertura” de planos com orientação adequada (figura 3.1.18b). Todavia, atuando isoladamente, ambos os fatores referidos, (i) e (ii), poderiam “abrir” planos em orientações variadas (figura 3.1.18a).

Um aspecto importante para avaliar o papel do intemperismo na ocorrência de água subterrânea em terrenos cristalinos advém da provável extensão destes processos a níveis mais profundos, sejam os 60-80 m que constituem os alvos habituais da sondagem, sejam profundidades ainda maiores (centenas de metros), até aqui pouco acessadas nas sondagens para água, em nosso país. Essa **extensão do intemperismo a profundidades significativas** é observada em trabalhos mineiros e escavações profundas. A intensidade do intemperismo, reconhecidamente diferencial, é controlada por fatores litológicos e/ou estruturais – neste último caso, as zonas de falhas ou fraturas. Provido adequado aporte de água a partir da superfície (Olofsson, 1994), o processo intempérico pode criar em profundidade “bolsões” ou “câmaras” nas quais a alteração imprime às rochas condições de permo-porosidade próximas às de uma rocha sedimentar granular, o que pode viabilizar o acúmulo de grandes reservas de água. Esta hipótese ainda deve ser testada com dados sistemáticos e medidas de laboratório, incluindo correlações com parâmetros de salinidade e indicações sobre a “idade” da água. Mesmo assim, esta parece ser uma explicação adequada para poços que, embora locados sem indicação pertinente de superfície, forneceram vazões favoráveis. Em especial, para o caso dos “super-poços”



**Figura 3.1.18** - Intemperismo e abertura de fraturas e outros tipos de discontinuidades, em profundidades rasas. (a) Isoladamente, os fatores descompressão + intemperismo tendem a abrir planos de discontinuidades com orientações variadas. (b) Na presença de tensões neotectônicas, as fraturas em baixo ângulo com  $Z/\sigma_1$  serão preferencialmente abertas. Na figura, a espessura do traço das fraturas é proporcional ao seu comportamento de abertura.





**Figura 3.1.19** - Corte esquemático ilustrando o desenvolvimento de câmaras ou bolsões de rocha intemperizada em subsuperfície, controlados por litologias e, em especial, estruturas, podendo se conectar com sítios vizinhos. As águas superficiais, infiltradas pelas fraturas a partir de coberturas, aluviões e do escoamento superficial, acumulam-se nos bolsões porosos representados pelas zonas de alteração intempérica. Note-se a produtividade diferencial dos poços, em função do tipo e volume de material (rocha fresca ou alterada) interceptado. A escala vertical pode superar uma ou mais centenas de metros.

no cristalino, cujas vazões anormalmente elevadas (incluindo casos de  $Q > 10$  mil L/h, p.ex.), exigiriam, alternativamente, condições muito especiais, e talvez improváveis, de recarga e geometria (dimensões, conectividade) do fraturamento. A proposta, ilustrada na figura 3.1.19, é retomada no próximo item.

### 3.1.9 Modelos de Ocorrência de Água Subterrânea em Terrenos Cristalinos

Esta contribuição é complementada com a discussão, aperfeiçoamento e novas propostas de modelos de ocorrência de água subterrânea em rochas cristalinas. Os três modelos discutidos possuem nítida relação com a estrutura do terreno, o que justifica sua inclusão no fecho deste capítulo. Em adição, deve ser registrada a importância complementar dos mantos de intemperismo e das coberturas, no processo de recarga desse tipo de aquífero. Dois desses modelos são avaliados como preliminares, sendo reconhecido que o contexto sob análise é mais complexo e envolve situações intermediárias ou outras não abordadas neste texto. Todavia, a proposta esboçada é pertinente para auxiliar na compreensão dos problemas, para esboçar estratégias de prospecção e para direcionar novos avanços no tema.

#### Modelo Riacho-Fenda

A literatura tornou clássico o modelo Riacho-Fenda (Siqueira, 1967), no qual trechos retilíneos de riachos coincidem com zonas fortemente fraturadas; isto permite que as fraturas sejam periodicamente recarregadas pela drenagem (figura 3.1.20). “Cotovelos” e trechos retilíneos

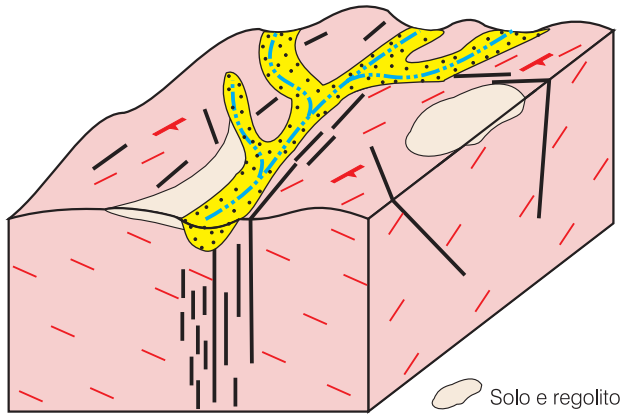
de riachos constituem sítios favoráveis, identificáveis em fotografias aéreas e imagens de satélite, sendo diagnósticos do modelo quando subsidiados por intenso fraturamento nos afloramentos, compatível com a orientação da drenagem. Requisitos adicionais para o sucesso deste modelo incluem a presença de coberturas/aluviões e topografia e regime de chuvas favoráveis, ensejando a criação de zonas de recarga. A água subterrânea está acumulada predominantemente nas zonas mais intensamente fraturadas, em subsuperfície e, a depender da posição do nível estático, também pode haver contribuição significativa da água acumulada em aluviões. A estratégia prospectiva, em geral, inclui as atividades descritas a seguir.

**Fotografias Aéreas** - distinção dos *trends* dúcteis e de estruturas frágeis, em ângulo ou subparalelas; as estruturas frágeis (inclusive longitudinais) são inferidas pelo acentuado controle da drenagem/topografia e por feições de intemperismo.

**Imagens de Satélites** (incluindo processamento digital) - caracterização e discriminação (umidade, razão areia/argila) de fotolineamentos, aluviões e coberturas provendo áreas de recarga.

**Levantamentos de Campo** - caracterização dos padrões de fraturamento e de potenciais zonas de recarga (coberturas, drenagem, topografia).

**Geofísica** - delimitação aproximada, em subsuperfície, da geometria da zona fraturada (a exemplo de indicação de espessura, largura e mergulho), indicação comparativa de grau de fraturamento/intemperismo (pela análise comparativa de resistividade e espessura e/ou condutância longitudinal, p.ex.).



**Figura 3.1.20 - Modelo Riacho-Fenda.** Observar o intenso fraturamento paralelo ao trecho retilíneo da drenagem. A água está armazenada preferencialmente nas fraturas, que são periodicamente recarregadas pela drenagem. Simbologia cf. figura 3.1.19; a profundidade do bloco pode ser estimada em uma ou algumas centenas de metros.

### Modelo Calha Elúvio-Aluvionar

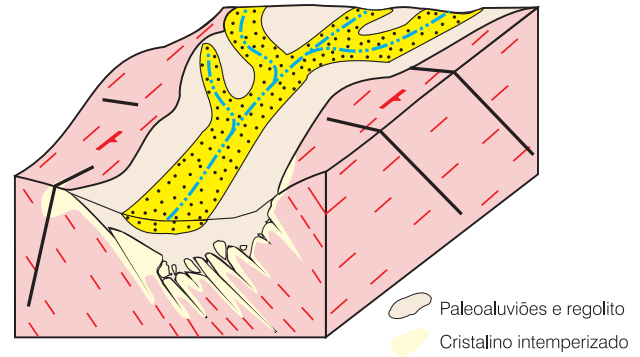
Foi objeto de caracterização por Avelino da Silva (2000) e Nascimento da Silva *et al.* (2001), ainda que seus aspectos básicos de favorabilidade - recarga a partir de uma calha de sedimentos - já fossem reconhecidos na literatura (McFarlane, 1992; Olofsson, 1994; Costa & Silva, 1997) e na prática regional (figura 3.1.21). Neste modelo, a drenagem e a calha de sedimentos não evidenciam controle por fraturas subjacentes ou aflorantes. Desse modo, trechos retilíneos da drenagem podem estar controlados pela foliação das rochas. A drenagem flui sobre uma calha de aluviões antigos e regolito, utilizando-os para recarregar descontinuidades no substrato capeado. Os aspectos diagnósticos do modelo incluem: seção espessa de aluviões e regolito ao longo de drenagens retilíneas ou curvilíneas, ou mesmo em áreas mais amplas, topograficamente rebaixadas; zona intemperizada (por vezes coincidindo com zonas de foliação fortemente penetrativa) no substrato; ausência de relação direta com zonas fraturadas paralelas à drenagem. Condições favoráveis de topografia, drenagem e clima são requeridas para desenvolver uma cobertura mais espessa. A água subterrânea acumulada está distribuída desde a cobertura sedimentar (aluviões) até o regolito desenvolvido sobre o cristalino intemperizado (além de eventuais descontinuidades). A estratégia prospectiva inclui as seguintes ações.

**Fotografias Aéreas** - drenagem controlada por foliação ou contatos geológicos; pequenos vales com aluviões associados.

**Imagens de Satélites** (incluindo processamento digital) - caracterização de aluviões e coberturas (teor de umidade, razão areia/argila).

**Levantamentos de Campo** - estudo estrutural de afloramentos; reconhecimento da cobertura sedimentar e da zona de alteração.

**Geofísica** - delimitação aproximada, em subsuperfície, da geometria da calha (incluindo espessura e largura) e indicação comparativa da natureza do material de preenchimento (por exemplo, mais ou menos argiloso, em função da resistividade e/ou condutância longitudinal).



**Figura 3.1.21 - Modelo Calha Elúvio-Aluvionar.** Nesse modelo, a drenagem não evidencia controle por fraturas paralelas; trechos retilíneos podem estar controlados pela foliação do substrato cristalino. A drenagem flui sobre uma calha de aluviões antigos e regolito, que pode continuar abaixo numa zona de rochas intemperizadas. Simbologia conforme figura 3.1.19; a profundidade do bloco pode ser estimada em uma ou algumas centenas de metros.

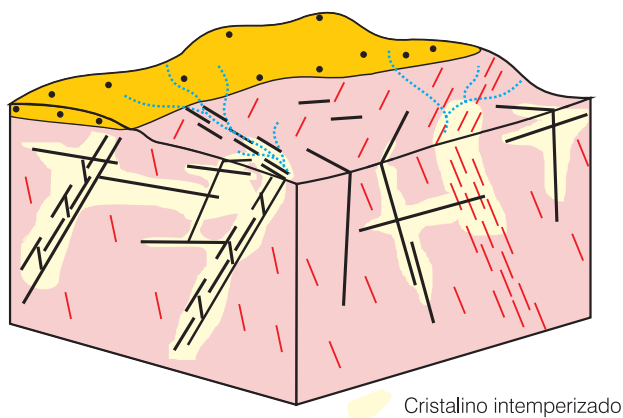
### Modelo Bolsões ou Câmaras de Intemperismo

Está baseado em processos de intemperismo diferencial acentuado, em subsuperfície, controlados por fraturas, *fabric*, litologias e tensões neotectônicas (figura 3.1.22). O modelo se caracteriza pelo aumento da permo-porosidade das rochas na zona intemperizada, que pode se conectar a outras também em subsuperfície, ou mais rasas, através de fraturas ou outros tipos de descontinuidades. Aspectos diagnósticos do modelo incluem: zonas de intemperismo avançado no cristalino, originando bolsões ou câmaras em subsuperfície, com feições de permo-porosidade similares às de rochas sedimentares granulares; podem controlar poços com vazões anormalmente elevadas; por observação direta, o processo de intemperismo pode ser cogitado em superfície ou em profundidades muito rasas, em afloramentos com forte contraste entre rochas frescas e zonas intemperizadas, todavia, é difícil extrapolar essa situação para a profundidade. O potencial deste modelo é função da forma e volume da zona intemperizada, sendo de difícil previsão. A água subterrânea está acumulada, principalmente, nas zonas intemperizadas ao longo ou lateralmente dispostas a zonas fraturadas ou fortemente foliadas, bem como em litotipos mais suscetíveis aos processos intempéricos. Em termos de estratégias prospectivas, as ações recomendadas estão descritas a seguir.

**Fotografias Aéreas e Imagens de Satélite** - o modelo não é diagnosticado em superfície. Pode ser possível desenvolver tratamentos espectrais para identificar zonas intemperizadas rasas.

**Levantamentos de Campo** - o processo de intemperismo diferencial pronunciado pode ser reconhecível, mas extrapolado unicamente para profundidades rasas (10 a 20 m?), e deve ser levada em conta a presença, na região, de poços com vazões anormalmente elevadas.

**Geofísica** - zonas intemperizadas podem ser localizadas, e ter sua geometria esboçada, em casos mais favoráveis; constitui a grande ferramenta de aposta para investigar este tipo de modelo.



**Figura 3.1.22** - Modelo Bolsões ou Câmaras de Intemperismo. Caracterizado por intemperismo diferencial pronunciado, controlado por fraturas, *fabric* e litologias. A permeabilidade aumenta na zona intemperizada, que pode se conectar com outras adjacentes, via rede de fraturas e outros tipos de descontinuidades. Simbologia cf. figura 3.1.19; a profundidade do bloco pode ser estimada em uma ou algumas centenas de metros.

### 3.1.10 Observações Finais

Estudos sofisticados do fraturamento e do fluxo de água nessas estruturas, no campo, em laboratório e mediante modelagens matemáticas, encabeçam o avanço do conhecimento na Hidrogeologia de Meios Fraturados (Black, 1994; Bradbury & Muldoon, 1994; Banks *et al.*, 1996; Manoel Filho, 1996; Odling, 1998). Ao mesmo tempo, é necessário discutir abordagens que possam ser incorporadas ao trabalho prático da locação de poços, que exige rapidez e baixo custo, ao mesmo tempo atendendo às limitações das condições de trabalho e os recursos humanos disponíveis. A contínua reavaliação da base teórica de Geologia Estrutural, objeto deste capítulo, constitui um passo nesse sentido. É importante promover a interação entre hidrogeólogos de cristalino, com prática de campo, e os geólogos estruturalistas, que lidam com temas aplicados. Parte do material aqui exposto constitui um conjunto de prognósticos, ou um modelo conceitual simplificado e preliminar, que

se soma às contribuições pré-existent, muito bem representadas pelos capítulos 3.2 (W. D. Costa) e 3.3 (A. B. Silva), a seguir apresentados. Faz-se necessário testar esses modelos em situações práticas - programas de sondagens piloto - planejadas consoante aos princípios desenvolvidos. Trata-se de um trabalho de longo prazo. Existem dificuldades quanto à qualidade/ utilidade dos atuais arquivos de dados, o que reduz drasticamente a dimensão estatística de amostragem possível. A opção alternativa é um estudo detalhado de casos bem documentados/documentáveis, cujos resultados começam a aparecer.

### 3.1.11 Agradecimentos

Os autores agradecem ao colega Fernando A. C. Feitosa (Serviço Geológico do Brasil - CPRM) pelo honroso convite para contribuir neste volume e pela atenção despertada para a contribuição da Geologia Estrutural na Hidrogeologia do Cristalino. Agradecem as discussões, ensinamentos, incentivo e dados obtidos junto a colegas hidrogeólogos (Dr. Waldir Duarte Costa, UFPE e visitante na UFRN em 1999; Elmo Marinho de Figueiredo, Secretaria de Recursos Hídricos do Rio Grande do Norte e antiga CDM/RN; Fernando A. C. Feitosa e Clodionor Carvalho de Araújo, da CPRM), outros pesquisadores (Dr. Fernando César Alves da Silva, Dr. Venerando Eustáquio Amaro, Dr. Alex Francisco Antunes) e alunos do PPGG (em especial, Jesimael Avelino da Silva), nesses últimos anos. As observações dos revisores deste capítulo (Fernando A. C. Feitosa, João Manoel Filho, Edilton C. Feitosa e J. Geilson A. Demetrio) contribuíram significativamente para a melhoria do texto. Ao aluno Sávio Samri Luna Paschoal agradecem o empenho e habilidade na etapa final de editoração das figuras. O programa PADCT3, a FINEP, o CNPq, a CAPES e o Projeto Água Subterrânea no Nordeste do Brasil (PROASNE), executado no âmbito de um Convênio Brasil/Canadá (este último na pessoa dos seus coordenadores, Dr. Samir Nahass, Dr. Enjolras Medeiros e o Dr. Yvon Maurice), concederam apoio financeiro e estímulo às pesquisas deste grupo. W. E. Medeiros agradece ao CNPq a concessão de bolsa de Pesquisador.

### Referências

- ALMEIDA, F. F. M.; HASUI, Y. (Ed.) **O Pré-Cambriano do Brasil**. [S.l.]: Edgard Blücher, 1984. 378p.
- ALMÉN, K. E. Exploration drilling and borehole testing for the nuclear waste disposal programme in Sweden. **Applied Hydrogeology**, n. 3, p. 48-55, 1994.
- ANGELIER, J. Fault slip analysis and palaeostress reconstruction. In: HANCOCK, P. L. (Ed.) **Continental deformation**. [S.l.]: Pergamon Press, 1994. p. 53-100.
- ANTONELLINI, M.; MOLLEMA, P. N. A natural analog

for a fractured and faulted reservoir in dolomite: Triassic Sella Group, northern Italy. **Amer. Assoc. Petrol. Geol. Bull.**, v. 84, n. 3, p. 314-344, 2000.

ANTUNES, A. F. **Evolução tectono-estrutural do Campo de Xaréu (sub-bacia de Mundaú, Bacia do Ceará – NE do Brasil)**: abordagem multiescala e pluriferramental. 2004. 411 f. Tese (Doutorado em Geodinâmica e Geofísica)- Centro de Geociências. Univ. Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2004.

ASSUMPÇÃO, M. The regional intraplate stress field in South America. **Jour. Geophys. Res.**, v. 97, n. 138, p. 11889-11903, 1992.

AVELINO DA SILVA, J. **Estruturas de acumulação de água em rochas cristalinas**: estudo geofísico e geológico de casos no Estado do Rio Grande do Norte. 2000. 92 f. Dissertação (Mestrado em Geodinâmica e Geofísica)-Centro de Geociências. Univ. Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2000.

AVIAS, J. V. Sur la methodologie d'étude de la decompression superficielle, morphologique et tectonique des milieux fissurés: application à la recherche et à l'exploitation des aquifères de ces milieux. In: COLLOQUE LES MILIEUX DISCONTINUS EN HYDROGÉOLOGIE, 1982, Orléans. **Acta...** [S.l.: s.n.], 1982. p. 47-51. (Documents BRGM, 45).

AYDIN, A. Fractures, faults, and hydrocarbon entrapment, migration and flow. **Marine and Petroleum Geol.**, v. 17, p. 797-814, 2000.

BANKS, D. et al. Permeability and stress in crystalline rocks. **Terra Nova**, v. 8, p. 223-235, 1996.

BARTON, C. A.; MOSS, D. E. In-situ stress measurements can help define local variations in fracture hydraulic conductivity at shallow depth. **The Leading Edge**, n. 11, p. 1653-1656, 1997.

BERTHIER, F. Circulations profondes en milieu fissuré de socle: cas des anomalies minérales du Cézaillier (Massif Central Français) – implications. In: COLLOQUE LES MILIEUX DISCONTINUS EN HYDROGÉOLOGIE, 1982, Orléans. **Acta...** [S.l.: s.n.], 1982. p. 83-95. (Documents BRGM, 45).

BEZERRA, F. H. R. et al. Holocene coastal tectonics in NE Brazil. **Coastal Tectonics**, n. 146, p. 279-293, 1998.

BEZERRA, F. H. R. et al. Pliocene-quaternary fault control of sedimentation and coastal plain morphology in NE Brazil. **Jour. South American Earth Sci.**, v. 14, p. 61-75, 2001.

BLACK, J. H. Hydrogeology of fractured rocks: a question of uncertainty about geometry. **Applied Hydrogeology**, n. 3, p. 56-70, 1994.

BOECKH, E. An exploration strategy for higher-yield boreholes in the West African crystalline basement. **Geol. Soc. London, Spec. Publ.**, v. 66, p. 87-100, 1992.

BOURGUET, L. et al. Méthodologie de la recherche

hydrogéologique en zone de socle cristallin. **Bull. B.R.G.M.**, III, v. 2, n. 4, p. 273-288, 1980-1981.

BRADBURY, K. R.; MULDOON, M. A. Effects of fracture density and anisotropy on delineation of well-head protection areas in fractured-rock aquifers. **Applied Hydrogeology**, n. 3, p. 17-39, 1994.

BRITO NEVES, B. B.; ALBUQUERQUE, J. P. T. Tectônica e água subterrânea em rochas pré-cambrianas do Nordeste do Brasil: a diversidade do sistema aquífero. **Geol. USP Sér. Cient.**, São Paulo, v.4, n.2, p. 71-90, 2004.

CARLSSON, A.; OLSSON, T. Caractéristiques de fracture et propriétés hydrauliques d'une région au sous-sol cristallin en Suède (i). **Bull. B.R.G.M.**, III, v.2, n.3, p.215-233. 1980-1981.

CARNEIRO, C. D. R.; HAMZA, V. M.; ALMEIDA, F. F. M. Ativação tectônica, fluxo geotérmico e sismicidade no Nordeste oriental brasileiro. **R. bras. Geoc.**, São Paulo v.19, p.310-322 1989.

CHOUKROUNE, P. **Déformations et déplacements dans la croûte terrestre**. Masson: [S.l.], 1995, 226 p.

CORDANI, U. G. et al. (Ed.) **Tectonic evolution of South America**. Rio de Janeiro: 31<sup>st</sup> International Geological Congress, 2000. 854p.

CORIOLOANO, A. C. F. **Reavaliação de critérios estruturais na Hidrogeologia de terrenos cristalinos, com ênfase na neotectônica e sensoriamento remoto**. 2002. 240 f. Tese (Doutorado em Geodinâmica e Geofísica)- Centro de Geociências.Univ. Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2002.

CORIOLOANO, A. C. F. et al. Estruturas frágeis no substrato da região de João Câmara (RN): correlação com a Falha Sísmica de Samambaia. In: SIMPÓSIO DE GEOLOGIA DO NORDESTE, 17, Fortaleza, 1997. **Resumos expandidos...** Fortaleza: SBG. Núcleo Nordeste, 1997, p. 325-329.

CORIOLOANO, A. C. F.; JARDIM DE SÁ, E. F.; NASCIMENTO DA SILVA, C. C. Structural and neotectonic criteria for location of water wells in semi-arid crystalline terrains: a preliminary approach in the eastern domain of Rio Grande do Norte State, Northeast Brazil. **R. bras. Geoc.**, São Paulo, v. 30, n. 2, p. 350-352, 2000.

COSTA, W. D. Análise dos fatores que influenciam na hidrogeologia do cristalino. **R. Água Subter.**, Recife, v. 1, n. 4, 1965, p. 14-47,

COSTA, W. D.; Silva, A. B. Hidrogeologia dos meios anisotrópicos. In: FEITOSA, F. A. C.; MANOEL FILHO, J. (Coord.). **Hidrogeologia: conceitos e aplicações**. Fortaleza: CPRM; LABHID-UFPE, 1997, p. 133-174.

DAVISON, I. Linked fault systems: extensional, strike-slip and contractional. In: HANCOCK, P. L. (Ed.). **Continental deformation**. Tarrytown, NY: Pergamon Press, 1994. p. 121-142.

DUNNE, W. M.; HANCOCK, P. L. Palaeostress analysis of small-scale brittle structures. In: HANCOCK,

- P. L. (Ed.) **Continental deformation**. Tarrytown, NY: Pergamon Press, 1994. p. 101-124.
- FERNANDES, A.; RUDOLPH, D. L. The influence of Cenozoic tectonics on the groundwater-production capacity of fractured zones: a case study in São Paulo, Brazil. **Hydrogeology Jour.**, v. 9, p. 151-167, 2001.
- FERREIRA, J. M. et al. Superposition of local and regional stresses in Northeast Brazil: evidence from focal mechanisms around the Potiguar marginal basin. **Geophys. Jour. Int.**, v. 134, p. 341-355, 1998.
- FINKBEINER, T.; BARTON, C. A.; ZOBACK, M. D. Relationships among in-situ stress, fractures and faults, and fluid flow: Monterey Formation, Santa Maria Basin, California. **Amer. Assoc. Petrol. Geol. Bull.** v. 81, n.12, p. 1975-1999, 1997.
- HANCOCK, P. L. Brittle microtectonics: principles and practice. **Jour. Struct. Geol.**, v.7, p. 437-457, 1985.
- HANCOCK, P. L. (Ed.) **Continental deformation**. Oxford: Pergamon Press, 1994. 421p.
- HANCOCK, P. L.; ENGELDER, T. Neotectonic joints. **Geol. Soc. Amer. Bull.**, v.101, p. 1197-1208, 1989.
- HATCHER Jr., R. D. **Structural geology: principles, concepts and problems**. [S.l.]: Prentice-Hall, 1995. 525p.
- HEFFER, K.; LEAN, J. C. Earth stress orientation: a control on, and a guide to, flooding directionality in a majority of reservoirs. In: RESERVOIRS Characterization III, Pen Well Books. {S.l.: s.n.}, 1993.
- HODGSON, C. J. Patterns of mineralization. In: BURNSALL, J.T. (Ed.) Mineralization and shear zones. **Geol. Assoc. Canada, Short Course Notes**, v. 6, p. 51-128, 1989.
- JARDIM DE SÁ, E. F. **A Faixa Seridó (Província Borborema, NE do Brasil) e o seu significado geodinâmico na Cadeia Brasileira/Pan-Africana**. 1994. 804p. Tese (Doutorado)-Instituto de Geociências. UNB, Brasília, 1994.
- JARDIM DE SÁ, E. F. Tectônica cenozóica na Margem Equatorial da Província Borborema, Nordeste do Brasil (A contribuição da geologia estrutural no continente). In: SIMPÓSIO NACIONAL DE ESTUDOS TECTÔNICOS, 8., 2001. **Anais...** [S.l.: s.n.], 2001. p. 25-28.
- JARDIM DE SÁ, E. F. et al. Epirogenia cenozóica na Província Borborema: síntese e discussão sobre os modelos de deformação associados. SIMPÓSIO NACIONAL DE ESTUDOS TECTÔNICOS, 7., Lençóis, 1999. **Resumos Expandidos...** [S.l.: s.n.], 1999. p. 58-61.
- JARDIM DE SÁ, E. F. et al. Marcos temporais para a evolução cenozóica do Planalto da Borborema. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE ESTUDOS TECTÔNICOS, 10., 2005 Curitiba, SGB **Resumos Expandidos...** [S.l.: s.n.], 2005. p. 160-162.
- KATTENHORN, S.A.; POLLARD, D. Integrating 3-D seismic data, field analogs, and mechanical models in the analysis of segmented normal faults in the Wytch Farm oil field, southern England, United Kingdom. **Amer. Assoc. Petrol. Geol. Bull.**, v. 85, n.7, p. 1183-1210, 2001.
- LAUBACH, S.; MARRETT, R.; OLSON, J. New directions in fracture characterization. **The Leading Edge, Soc. Exploration Geophysics**, [S.l.] v. 19, p. 704-711, 2000.
- LIMA, C. C.; NASCIMENTO, E.; ASSUMPÇÃO, M. Stress orientations in Brazilian sedimentary basins from breakout analysis: implications for force models in the South American plate. **Geophys. Jour. Intern.**, [S.l.] v. 130, p. 112-124, 1997.
- LIMA NETO, F. F. **Um exemplo da interferência de uma interface fraca na distribuição regional de esforços tectônicos: o campo atual de tensões da Bacia Potiguar, Nordeste brasileiro**. 1998. 320p. Dissertação (Mestrado)-Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 1998.
- MAERTEN, L.; GILLESPIE, P.; DANIEL, J. M. Three-dimensional geomechanical modelling for constraint of subseismic fault simulation. **Amer. Assoc. Petrol. Geol. Bull.**, [S.l.] v. 90, n. 9, p. 1337-1358, 2006.
- MANOEL FILHO, J. **Modelo de dimensão fractal para avaliação de parâmetros hidráulicos em meio fissural**. 1996. 197 f. Tese (Doutorado) - Instituto de Geociências. USP, São Paulo, 1996.
- MAPA Geológico e de Recursos Minerais do Estado do Rio Grande do Norte. Brasília: DNPM/UFRN/Petrobras, 1998, 1 mapa, Escala 1:500.000
- MATOS, R. M. D. The Northeast Brazilian rift system. **Tectonics**, v.11, p. 766-791, 1992.
- MATOS, R. M. D. History of the Northeast Brazilian rift system: implications for the breakup of Brazil and West Africa. In: CAMERON, N.R.; BATE, R.; CLURE, V. (Ed.) The oil and gas habitats of the South Atlantic, **Geol. Soc. London, Spec. Publ.**, [S.l.] v. 153, p. 55-73, 1999.
- MATOS, R. M. D. Tectonic evolution of the Equatorial South Atlantic. In: MOHRIAK, W.; TALWANI, M. (Eds.) **Atlantic rifts and continental margins**. Geophys. Monogr. Amer. Geophys. Union, v. 115, p. 331-354, 2000.
- MCFARLANE, M. J. Groundwater movement and water chemistry associated with weathering profiles of the African surface in parts of Malawi. In: WRIGHT, E. P.; BURGESS, W.G. The hydrogeology of crystalline basement aquifers in Africa. **Geol. Soc. London, Spec. Publ.**, v. 66, 1992. p.1-264.
- MEDEIROS, W. E. et al. Spatial pressure compartmentalization in faulted reservoirs as a consequence of fault connectivity: a fluid flow modelling perspective, Xaréu oil field, NE Brazil. **Petroleum Geoscience**, [S.l.] v. 13, p. 341-352, 2008.

- MENEZES, M. R. F.; JARDIM DE SÁ, E. F. Caracterização do fraturamento neotectônico em rochas cristalinas: o exemplo da Grota da Ferveadeira, Santana do Matos, RN. SIMPÓSIO NACIONAL DE ESTUDOS TECTÔNICOS, 7., 1999, Lençóis. **Resumos Expandidos...** [S.l.: s.n.], 1999. p. 62-66.
- MOORES, E. M.; TWISS, R. J. **Tectonics**. [S.l.]: W.H. Freeman and Company, 1995. 415p.
- MUIR WOOD, R. Earthquakes, strain-cycling and the mobilization of fluids. In: PARNELL, J. (Ed.) *Geofluids: origin, migration and evolution of fluids in sedimentary basins*. **Geol. Soc. Spec. Publ.**, v. 78, p. 85-98, 1994.
- NASCIMENTO DA SILVA, C. C. **Caracterização geológica-geofísica do meio aquífero fissural: uma contribuição aos modelos de percolação e retenção de água subterrânea**. 2004. 177 f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação Geodinâmica e Geofísica, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2004.
- NASCIMENTO DA SILVA, C. C.; JARDIM de SÁ, E. F. Fracture chronology and neotectonic control in the location of water wells in crystalline terrains: an example from the Equador region, northeastern most Brazil. **R. Bras. Geoc.**, São Paulo, v. 30, n. 2, p. 346-349, 2000.
- NASCIMENTO DA SILVA, C. C. et al. Integração de dados estruturais, de sensores remotos e de geofísica na prospecção hidrogeológica em terrenos cristalinos: estudo de casos no Estado do Rio Grande do Norte, Nordeste do Brasil. In: ENCONTRO NACIONAL PERF. POÇOS, 12; SIMPÓSIO HIDROGEOL. NORDESTE, 4, 2001, Olinda, **Anais...** [S.l.: s.n.], 2001. p. 445-454.
- NASCIMENTO DA SILVA, C. C. et al. Resistivity and ground-penetrating radar images of fractures in a crystalline aquifer: a case study in Caiçara farm – NE Brazil. **Jour. Applied Geophysics**, v. 56, n.4, p. 295-307, 2004.
- NICOL, A. et al. The shapes, major axis orientations and displacement patterns of fault surfaces. **Jour. Structural Geol.**, v.18, p. 235-248, 1996.
- NOLEN-HOEKSEMA, R. C.; HOWARD, J. H. Estimating drilling direction for optimum production in a fractured reservoir. **Amer. Assoc. Petrol. Geol. Bull.**, v. 71, n. 8, p. 958-966, 1987.
- ODLING, N. Fluid flow in fractured rocks at shallow levels in the Earth's crust: an overview. In: **Deformation enhanced melt segregation and metamorphic fluid transport**. [S.l.: s.n.], 1998. (Miner. Soc. Series Books)
- OLOFSSON, B. Flow of groundwater from soil to crystalline rock. **Applied Hydrogeology**, v. 3, p. 71-83, 1994.
- PARK, R.G. **Geological structures and moving plates**. [S.l.]: Blackie, 1988. 337p.
- RAMSAY, J. G.; HUBER, M. I. **The techniques of modern structural geology: folds and fractures**. [S.l.]: Academic Press, 1987. 700p.
- RIBEIRO, J. A. et al. Caracterização do comportamento elétrico em rochas cristalinas na região de Irauçuba, norte do Estado do Ceará. In: ENCONTRO NACIONAL PERF. POÇOS, 12; SIMPÓSIO HIDROGEOL. NORDESTE, 4, 2001, Olinda, **Anais...** [S.l.: s.n.], 2001.
- SAADI, A. Neotectônica da Plataforma Brasileira: esboço e interpretação preliminar. **Geonomos**, n.1, p. 1-15, 1993.
- SANDER, P. **Remote sensing and GIS for groundwater assessment in hard rock areas: applications to water well siting in Ghana and Botswana**. 1996. Göteborg Dissertation.
- SIBSON, R. H. Fault rocks and fault mechanisms. **J. Geol. Soc. London**, v. 133, p.191-214, 1977.
- SIBSON, R. H. Fluid flow accompanying faulting: field evidence and models. In: SIMPSON, D.W.; RICHARDS, P.G. (Ed.) *Earthquake prediction: an international review*. **Amer. Geophys. Union, Maurice Ewing Series**, v. 4, p. 593-603, 1981.
- SIBSON, R. H. Earthquake rupturing as a hydrothermal mineralizing agent. **Geology**, v.15, p. 701-704, 1987.
- SIBSON, R. H. Crustal stress, faulting and fluid flow. In: Parnell, J., (Ed.) *Geofluids: origin, migration and evolution of fluids in sedimentary basins*. **Geol. Soc. Spec. Publ.**, v. 78, p. 69-84, 1994.
- SIQUEIRA, L. Contribuição da geologia à pesquisa de água subterrânea no cristalino. **R. Água Subter.**, Recife, v. 2, n. 9, p. 1-29, 1967.
- SOUSA, D. C. **Litoestratigrafia e deformação cenozóica na região de Icapuí, Ceará, e implicações para a estruturação de campos de petróleo na borda ocidental da Bacia Potiguar (NE do Brasil)**. 2002, 197 f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Geodinâmica e Geofísica, UFRN - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2002.
- TWISS, R. J.; MOORES, E. M. **Structural geology**. [S.l.]: Unwin Hyman, 1992. 532p.
- VAN DER PLUIJM, B. A.; MARSHAK, S. **Earth structure: an introduction to structural geology and tectonics**. [S.l.]: McGraw-Hill, 1997. 495p.
- WALTZ, J.; DECKER, T. L. Hydro-fracturing offers many benefits. **The Johnson's Drillers Jour.**, n. 2/4: p. 4-9, 1981.
- WRIGHT, E. P.; BURGESS, W. G. The hydrogeology of crystalline basement aquifers in Africa. **Geol. Soc. London, Spec. Publ.**, v. 66, 1992. 264 p.

## Capítulo 3.2

## HIDROGEOLOGIA DOS MEIOS FISSURADOS

Waldir Duarte Costa

## 3.2.1 Introdução

A hidrogeologia dos meios fissurados tem a sua principal aplicação no domínio das rochas ígneas e metamórficas, genericamente designadas como cristalino. Nesse domínio, a matriz do maciço rochoso é caracterizada pela inexistência ou presença muito reduzida de espaços intergranulares na rocha. Nesse meio, a água encontra-se em espaços representados por fissuras ou fraturas, juntas ou, ainda, em falhas e, em casos particulares, em vesículas, aberturas de dissolução, zonas de decomposição, dentre outros.

As rochas metamórficas de composição calcífera, tais como o mármore, são dotadas de uma feição particular, que é o elevado grau de dissolução. Em vista dessa vulnerabilidade ao ataque químico, essas rochas possuem, em geral, extensas e irregulares zonas de abertura, tais como sumidouros, cavernas, dolinas etc., que, em conjunto, recebem a designação de erosão cárstica. O aquífero é, portanto, do tipo cárstico-fissural, devendo receber um tratamento particular, conforme será visto adiante, no capítulo 3.3.

As rochas cristalinas oriundas de derrames vulcânicos também merecem um tratamento específico, devido às feições particulares que apresentam, tais como: camadas detríticas interestratificadas aos derrames, vesículas oriundas de bolhas de ar durante o resfriamento do magma, *traps* de gás ou petróleo, zonas de maior alteração etc. O assunto, porém, não será abordado no presente texto.

Tal é a diversificação de características apresentadas por esses dois tipos de rochas, que alguns autores chegam a excluí-las do grupo de “rochas duras fraturadas”, como Ingemar Larsson (1977), que diz textualmente: “*hard rocks are defined as compact non-carbonate, non-volcanic rocks. Carbonate and volcanic rocks constitute quite different types of rock aquifers*”.

## 3.2.2 Análise da Fissura Elementar

Uma fissura representa o resultado de uma deformação ruptural sofrida por uma rocha, quando submetida a esforços tensionais de naturezas diversas. A ruptura sem deslocamento dos blocos afetados

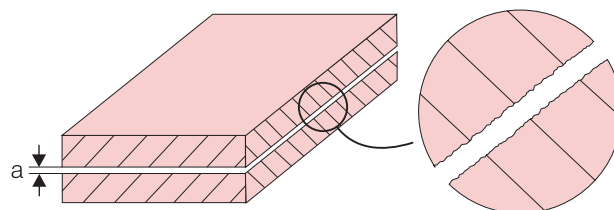
é denominada de fissura, fratura, fenda, junta ou diáclase, enquanto que a deformação ruptural que acarreta deslocamento de um ou dos dois blocos afetados é designada por falha ou paráclase.

No presente estudo, será abordada a fissura como um único indivíduo dentro do maciço rochoso, ou, como é mais conhecida, a fissura elementar e, posteriormente, o meio fissurado, como resultante do somatório das fissuras elementares.

No estudo de uma fissura elementar devem ser considerados os seguintes elementos, que exercem uma grande influência nas características hidrodinâmicas, como será visto mais adiante:

- abertura (a);
- rugosidade das paredes ( $\mathfrak{R}$ );
- material de preenchimento.

A figura 3.2.1 ilustra melhor a apresentação desses elementos.



**Figura 3.2.1** - Bloco rochoso contendo uma fissura elementar. O afastamento entre os blocos constitui a abertura (a) da fissura. Ao lado, uma ampliação da fissura, mostrando a rugosidade ( $\mathfrak{R}$ ) das suas paredes.

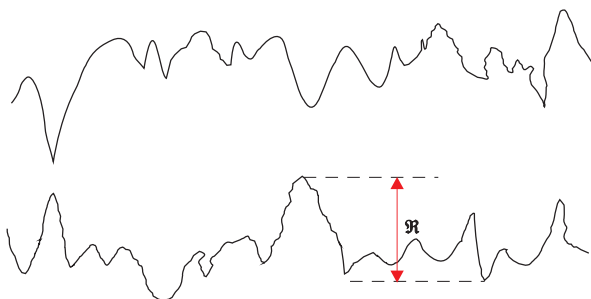
**Abertura (a)**

Abertura de uma fissura é definida como a medida de separação média entre as paredes rochosas ao longo do plano de quebraimento. Esse parâmetro é de fundamental importância para a problemática de infiltração e armazenamento de água e vai depender de dois fatores: tensões atuantes e tipo de rocha (em função das características físicas dos minerais e da sua textura). No que se refere às tensões atuantes, as deformações sofridas podem variar em função do tipo de esforço tensional aplicado (traccional ou compressivo), da diferença entre os esforços

máximo e mínimo, e por fim, das direções em que atuam no espaço as três tensões  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$  (Costa, 1986). Quanto ao tipo de rocha, em função das características físicas e texturais dos seus minerais, constata-se que os minerais granulares e isentos de clivagem, possuem maior resistência ao cisalhamento ( $S_s$ ) e mais elevado módulo de elasticidade ( $E$ ) que os minerais placosos, ficando os minerais granulares com clivagem em plano intermediário. Nessas circunstâncias, as rochas que possuem predomínio desses minerais mais resistentes, ou aqueles de maior grau de metamorfismo, resistem mais à ruptura por cisalhamento, além de possuírem menor frequência de fraturas, pois a energia de deformação acumulada na rocha, que é a responsável pela sua ruptura, é inversamente proporcional ao módulo  $E$ . Em contrapartida, as fraturas originadas por tração nessas rochas são mais abertas, pois as tensões tracionais geradas pelo esforço compressivo são diretamente proporcionais ao módulo  $E$ . Isso explica porque rochas como o gnaiss e o migmatito apresentam menor frequência de fissuras, porém estas são mais abertas, ao contrário dos filitos e ardósias que possuem maior frequência de fissuramento, sendo, contudo, as fissuras mais fechadas. A textura influi de vários modos. As rochas de textura granular grosseira são menos resistentes que as de textura granular fina, em virtude da predominância, nas primeiras, dos planos de fraqueza representados pelas superfícies de clivagem dos minerais (como o feldspato). Por essa razão, os pegmatitos e granitos porfiroblásticos (microgranitos) são mais quebradiços do que os granitos de granulação fina. Por outro lado, as rochas de textura granular são mais resistentes do que as rochas de textura lepidoblástica (com abundância de minerais lamelares, como as micas).

### Rugosidade das Paredes ( $\mathfrak{R}$ )

Rugosidade é definida como a distância entre duas linhas paralelas, à linha média, que tangenciam a saliência mais pronunciada e a reentrância mais profunda. A figura 3.3.2 mostra uma microrrugosidade, que, medida numa fratura em granito compacto com 500 vezes de aumento, por meio de um rugosímetro,  $\mathfrak{R}$  é da ordem de 30 microns (Quadros, 1997, 1982).



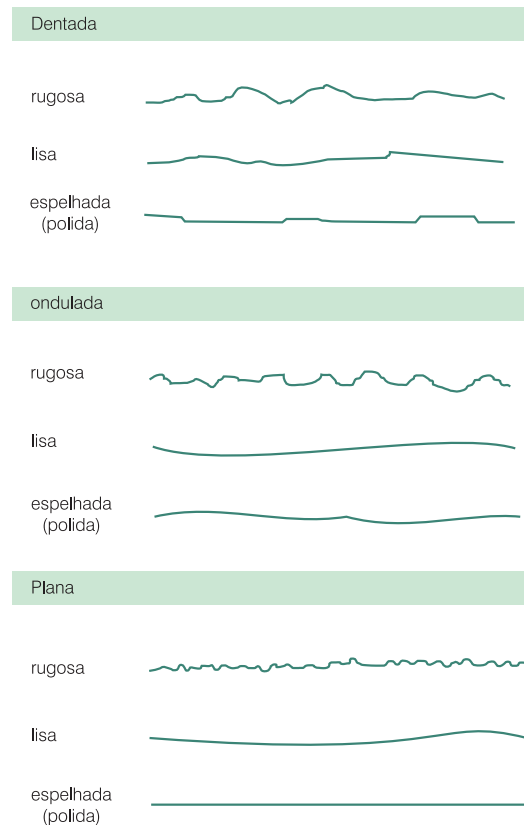
**Figura 3.2.2** - Exemplo de microrrugosidade numa fratura polida em granito compacto, com 500 vezes de aumento, medido por meio de um rugosímetro.  $\mathfrak{R}$  é da ordem de 30 microns (Quadros, 1997, 1982).

é da ordem de 30 microns (Quadros, 1977; 1982). A rugosidade relativa é a relação entre a rugosidade absoluta das paredes ( $\mathfrak{R}$ ) e o diâmetro hidráulico (DH), sendo representada pela letra  $\epsilon$ . O grau de rugosidade depende da origem da fratura e, ainda, da granulometria, mineralogia e alteração das paredes rochosas nos planos de fratura. Sua influência na condutividade hidráulica é muito grande, pois pode acarretar elevadas perdas de carga, quando a água em circulação tende a acompanhar o relevo da parede rochosa. Segundo Barton (1975), as fraturas classificam-se quanto à rugosidade em: dentada, ondulada e plana, e cada uma dessas classes subdivide-se nas subclasses rugosa, lisa e polida (ou espelhada), como apresentado na figura 3.2.3. As fraturas mais comumente analisadas na hidrogeologia são a plana polida (rugosidade relativa  $\epsilon$  menor que 0,033) e a plana rugosa (com  $\epsilon$  maior do que 0,033).

### Material de Preenchimento

As fraturas podem estar total ou parcialmente preenchidas por material autóctone ou alóctone (Costa, *op.cit.*). A origem do material pode estar ligada a:

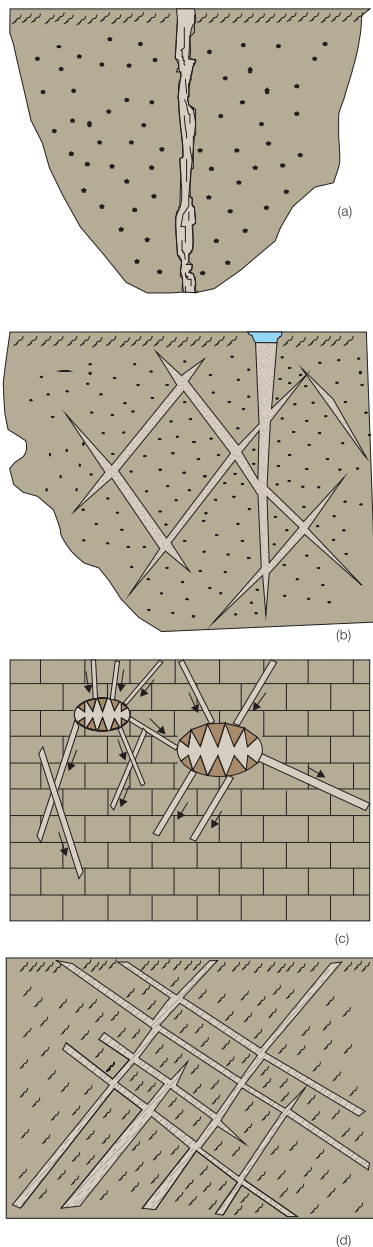
- fragmentos da própria rocha fraturada (material autóctone), em geral nas fraturas de cisalhamento ou zonas de falha provocada por compressão (figura 3.2.4a);



**Figura 3.2.3** - Perfis típicos de rugosidade (adaptado de Barton, 1975; Quadros, 1977, 1982).



- detritos de origem superficial, que penetraram em meio aquoso, de elevada turbidez, decantando no interior das fraturas (figura 3.2.4b);
- recristalização de sais que precipitam em soluções, em função da evaporação do meio líquido que os transportou. Esse processo pode produzir uma cimentação da fratura ou mesmo uma eflorescência (figura 3.2.4c);
- ascensão de soluções hidrotermais mineralizantes, solidificando em forma de cristais ou amorfa, quando a temperatura cai sensivelmente próximo à superfície (figura 3.2.4d).



**Figura 3.2.4** - Preenchimento de fraturas: (a) o material de preenchimento provém da própria rocha; (b) o material infiltrou-se em meio aquoso superficial decantando dentro da fratura; (c) o material entrou em solução a partir da superfície; (d) em solução hidrotermal.

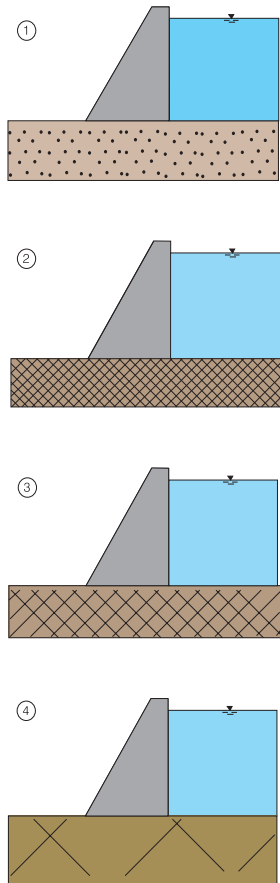
### 3.2.3 Características do Meio

#### Continuidade, Homogeneidade e Isotropia

Um meio hidráulicamente contínuo configura-se pela inexistência de interrupções das características hidrodinâmicas em qualquer direção, ou seja, não possui descontinuidades. As descontinuidades do maciço rochoso são representadas por aberturas de várias origens: juntas de estratificação, de xistossidade, de clivagem, diáclases, paráclases etc. O problema de continuidade do meio rochoso fissurado é meramente um problema de escala relativa. Louis (1968; 1974), esquematiza na figura 3.2.5, um mesmo problema hidráulico, para quatro meios diferentes e afirma: “*será lícito considerar um meio fissurado como contínuo se a dimensão dos blocos elementares for desprezível diante da dimensão do problema considerado*” (caso 2, figura 3.2.5), ou seja, se for possível enumerar, a título indicativo, mais de 10.000 fissuras numa seção plana qualquer. Por outro lado, se este número for da ordem de 100 a 1.000, a hipótese da descontinuidade do meio é necessária (caso 3) e, no caso limite, se numa seção plana o número de fissuras for inferior a 10, cada fissura deve ser individualizada no modelo matemático utilizado (caso 4). Os números de fissuras que acabam de ser mencionados são muito subjetivos e, de fato, a hipótese conveniente a ser adotada deverá ser analisada cuidadosamente para cada problema considerado. A homogeneidade e a isotropia são características relacionadas à condutividade hidráulica. Se a condutividade hidráulica não varia de um ponto a outro de um material, ele é dito homogêneo e se ela não varia para cada ponto, qualquer que seja a direção considerada, o material é considerado como isotrópico.

#### Características Hidrodinâmicas

O aquífero fissural, por suas constantes descontinuidades, precária homogeneidade e forte anisotropia, não apresenta parâmetros hidrodinâmicos constantes. No aquífero poroso ou intersticial, a porosidade é responsável pelo coeficiente de armazenamento, enquanto a condutividade hidráulica corresponde diretamente à transmissividade para uma determinada espessura do aquífero. A vazão específica guarda, também, uma certa relação com o rebaixamento do poço. No aquífero fissural, a porosidade é meramente função das fissuras e outras descontinuidades, não se distribuindo homogeneamente em todo o aquífero, mas variando muito, de um ponto a outro. Assim, em determinada zona do maciço, onde não ocorra nenhuma fratura, a porosidade é praticamente nula, podendo ser relativamente elevada numa outra zona, onde haja uma concentração de fraturas. Igualmente, a condutividade hidráulica dependerá, fundamentalmente, do fraturamento, como será visto adiante, não havendo



**Figura 3.2.5** - Meio contínuo ou descontínuo (modificado de Louis, 1968, 1974).

nenhum sentido de se falar em transmissividade do aquífero, uma vez que, se ao longo da fratura existe uma determinada condutividade hidráulica, não se pode extrapolar esse valor para uma determinada espessura do aquífero, onde predominam zonas não fraturadas, onde a intercomunicação das fraturas se faz incipientemente, ou mesmo, deixa de existir. Os valores de porosidade, calculados no laboratório ou no campo, por vários pesquisadores, acusaram para as rochas ígneas maciças tipo granito, uma variação entre o mínimo de 0,05% e o máximo de 4%, com um valor médio de 0,3%, enquanto para as rochas metamórficas, esses valores mínimo e máximo foram, respectivamente, de 0,2 e 0,5, com a média de 0,5%. Comparando-se esses valores com os valores médios obtidos para os calcários metamórficos, que é de 8%, e para os basaltos, que variam de 2 a 12%, constata-se a grande diversificação entre os mesmos. É bem verdade que, para esses grupos de rochas, a porosidade ainda não pode ser considerada boa, pois para as rochas sedimentares coerentes, a porosidade média varia de 10 até 20%, enquanto nas rochas sedimentares incoerentes, esses valores vão de 25 até 50%, a depender do material. Os valores de condutividade hidráulica, encontrados em ensaios de laboratório, acusam resultados ainda mais baixos para as rochas do cristalino em geral, na faixa de  $10^{-10}$  a  $10^{-12}$  m/s.

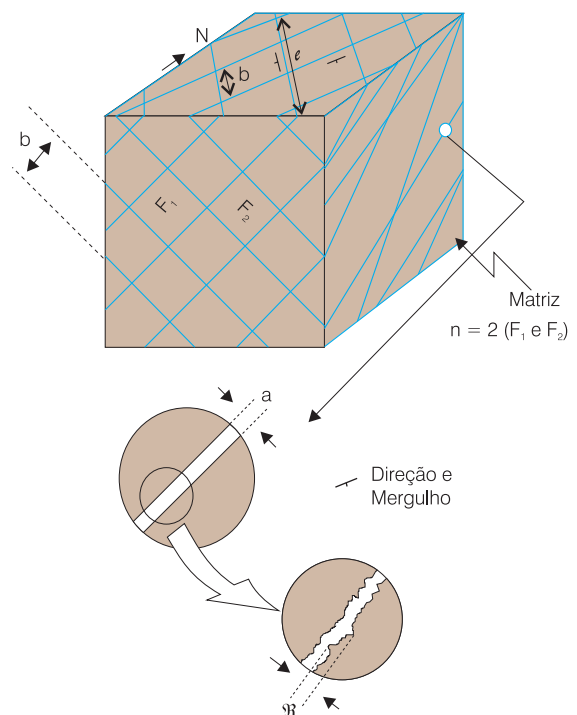
### 3.2.4 Fatores que Influem nas Características Hidrodinâmicas do Aquífero “Fissural”

A condutividade hidráulica (ou a permeabilidade) e o armazenamento d’água em meios fissurados ou aquífero fissural, dependem dos seguintes fatores, ilustrados na figura 3.2.6:

- amplitude das fissuras ( $l$ );
- abertura das fissuras ( $a$ );
- forma e rugosidade das paredes das fissuras ( $\mathfrak{R}$ );
- frequência ou espalhamento das fissuras ( $b_f$ );
- número de famílias ou sistemas de fissuras ( $n$ );
- orientação e posição das fissuras (direção e mergulho);
- porosidade e permeabilidade da matriz rochosa;
- propriedades do material que preenche as fissuras;
- distribuição da amplitude da fissura no sistema, que determina a heterogeneidade e anisotropia.

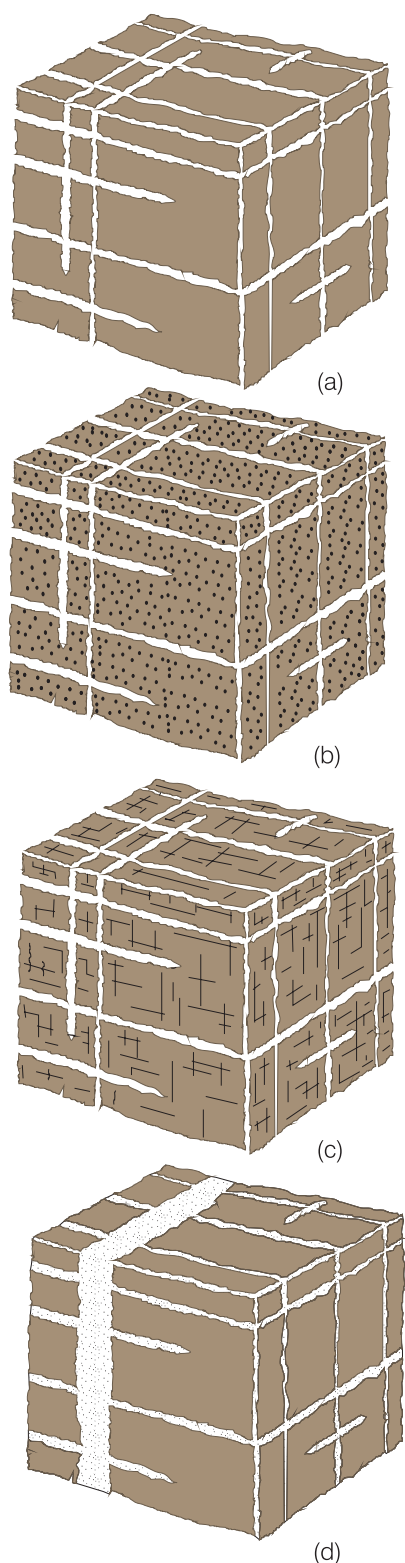
Quanto à porosidade e permeabilidade da matriz rochosa, bem como do material que preenche as fraturas, Braester (1977) idealizou uma classificação em: Sistema Único de Permeabilidade-Armazenamento e Sistema Duplo de Permeabilidade-Armazenamento.

O primeiro caso corresponde a um maciço rochoso fraturado, sendo a matriz praticamente impermeável (figura 3.2.7a).



**Figura 3.2.6** - Elementos do aquífero fissural.

O segundo caso, compreende as seguintes situações: a matriz é constituída por blocos de material poroso (figura 3.2.7b), a matriz é constituída por blocos contendo um sistema secundário de fissuras (figura 3.2.7c) e as fissuras são preenchidas por material permeável (figura 3.2.7d).



**Figura 3.2.7** - Sistema Permeabilidade-Armazenamento (adaptado de Braester, 1977).

## Identificação e Participação dos Fatores

Os fatores que atuam no mecanismo de infiltração, percolação e armazenamento da água em rochas fraturadas e, conseqüentemente, na capacidade do aquífero fissural, exercendo ainda alguns deles, influência na qualidade da água, podem ser agrupados em dois grupos:

- fatores exógenos;
- fatores endógenos.

O primeiro grupo diz respeito aos condicionantes relacionados aos agentes atuantes na superfície externa do globo terrestre, tais como o clima da região, o relevo, a hidrografia, a vegetação, a infiltração de soluções e o intemperismo. O segundo grupo corresponde aos agentes que atuam no interior do globo, representado inclusive pela própria crosta, tais como: estruturas apresentadas pelas rochas em função dos esforços atuantes na crosta, constituição mineralógica das rochas em função da composição magmática ou do tipo de metamorfismo e presença de soluções mineralizantes hidrotermais. Na tabela 3.2.1 são relacionados os fatores exógenos e endógenos e sua influência na qualidade e quantidade de água armazenada. A classificação utilizada de elevada, moderada e baixa, reflete as faixas de variação de influência dos referidos fatores.

## Efeitos dos Fatores Exógenos

**Clima** - o clima exerce sua principal influência no problema da qualidade da água. Em regiões de elevada pluviosidade, os sais solúveis são lixiviados, resultando em baixos teores de salinidade das águas subterrâneas. É o que ocorre nas regiões litorâneas do Nordeste, com precipitações pluviométricas acima de 2.000 mm/ano e, em geral, na região Sul do Brasil. Enquanto isso, nos climas semi-áridos, em que a pluviosidade é baixa e a evaporação muito elevada, os sais vão se concentrando gradualmente nas fraturas das rochas, acarretando elevados índices de salinidade. No Nordeste do Brasil, na região fisiográfica do Sertão (também designado de trópico semi-árido), as águas apresentam índices de salinização, sobretudo de cloretos, muito elevados, em geral superiores ao limite de potabilidade. Na bacia do Rio Monteiro/PB, a média de resíduo seco em 25 análises de águas de poços em granitos e gnaisses, foi de 2.400 mg/L, enquanto na bacia do Rio Boa Vista/PB, a média em igual número de poços, atingiu o elevado teor de 11.027 mg/L. É nessa região que se localiza o poço de mais elevada salinidade do Nordeste, na localidade de Palestina (Soledade/PB), com um resíduo seco de 42.800 mg/L (mais elevado do que a água do mar). Nas águas dos poços da região de Petrolina, Ouricuri e Santa Maria da Boa Vista, no Oeste de Pernambuco, foram encontrados valores médios de resíduo seco de 3.760 mg/L. Quanto à influência climática na

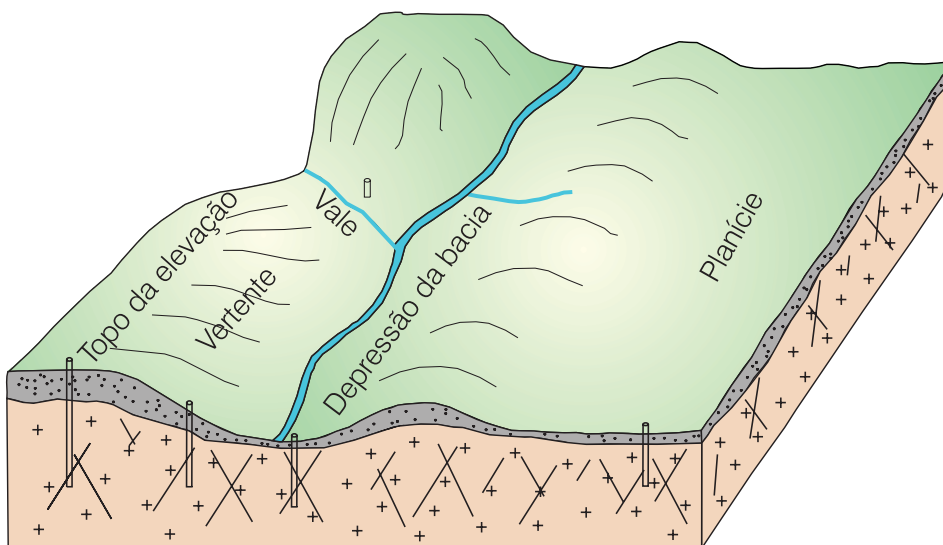
Fatores		Influência na	
		Qualidade	Quantidade
Exógenos	Clima	Elevada	Moderada
	Relevo	Moderada	Elevada
	Hidrografia	Moderada	Moderada
	Vegetação	Baixa	Moderada
	Infiltração de Soluções	Baixa	Moderada
Endógenos	Coberturas Sedimentares	Moderada	Elevada
	Constituição Litológica	Moderada	Baixa
	Estruturas	Moderada	Elevada
	Soluções Mineralizantes	Baixa	Moderada

**Tabela 3.2.1** - Fatores que influenciam na água subterrânea em rochas cristalinas.

capacidade do aquífero, ou seja, na quantidade de água armazenada, há uma participação bem regular, que é considerada na tabela 3.2.1 como moderada. Essa influência diz respeito aos processos de decomposição química da rocha e conseqüente formação de um manto de intemperismo ou regolito, que será tratado como fator à parte. Em climas chuvosos e de elevada umidade, o intemperismo dominante é o químico, porém, em climas áridos ou semi-áridos predomina o intemperismo físico, dando, em conseqüência, solos muito delgados, de apenas alguns centímetros, eventualmente chegando a um ou dois metros.

**Relevo** - a configuração do relevo é de grande importância para a capacidade ou volumes de água produzidos no cristalino. Os trabalhos mais interessantes são o de Legrand (1959), nas áreas de Carolina do Norte, *Pittsylvania* e *Halifax*, incluindo 490 poços na primeira e 282 nas duas últimas, e de Sever (1964), que realizou um tratamento estatístico em 50 poços perfurados em *Dawson, Georgia*, EUA. Os valores apresentados por Legrand (*op.cit.*) são mais válidos, não apenas pelo número de amostras - mais de 700 poços - como também pela maior diversificação

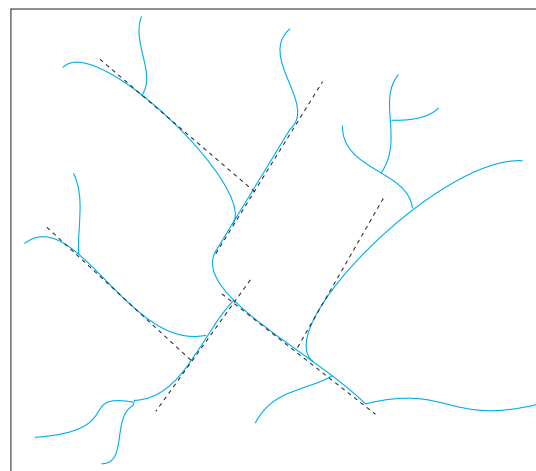
de situações morfológicas, enquanto Sever (*op.cit.*) trabalhou com poços situados apenas no topo e no flanco das elevações (figura 3.2.8). Nos 234 poços estudados no granito na Carolina do Norte por Legrand (*op.cit.*), as vazões nas vertentes das colinas são muito inferiores às dos baixios, sobretudo nas depressões de bacias. Em termos percentuais, as vazões obtidas no topo das colinas representam apenas 42,7% daquelas alcançadas nas depressões, enquanto nas vertentes, essa mesma proporção é de 53,4% e na planície e nos vales é bem menor essa diferença, com 83,5% e 75%, respectivamente. A situação para os 69 poços do riolito e 168 poços no micaxisto é aproximadamente a mesma, diferindo apenas para a ardósia, cujo número de poços - apenas 19 - é pouco representativo. Nas regiões de *Pittsylvania* e *Halifax*, a diferença é bem mais acentuada entre os poços perfurados no topo das elevações e nas depressões das bacias, representando a vazão média das primeiras apenas 16,8% das vazões médias das segundas. Nessas regiões, as vazões dos poços nos topos das elevações são muito baixas, com média de apenas 1.600 L/h, contra a média de 9.500 L/h dos poços das depressões, assim mesmo,



**Figura 3.2.8** - Diferentes situações de relevo na localização de um poço.

o percentual de poços perfurados nessas áreas altas é de 60%, contra apenas 7,4% para poços perfurados nas depressões. Quanto à relação entre os poços perfurados no topo e nos flancos das elevações, não há muita desproporção, pois na área de Carolina, é de 83,6% e em *Dawson* (pesquisa de Sever), variou desde 66,6% até 83,5% de acordo com a zona. Apenas nas regiões de *Pittsylvania* e *Halifax* ocorreu uma grande desproporção, atingindo a vazão dos primeiros apenas 35,5% da vazão (média) dos segundos. Dessa análise conclui-se que, independentemente do tipo de rocha, a pior situação morfológica para a locação de um poço é no topo de uma elevação (colina, monte etc.) e, secundariamente, nos flancos ou vertentes da elevação; ao contrário, a melhor situação morfológica, encontra-se nas depressões de bacias, secundada por áreas de planície. Quanto à sua influência para a qualidade da água, não existem dados estatísticos completos, relacionando a qualidade da água obtida em poços perfurados em diversas situações topográficas. Entretanto, a prática tem demonstrado, como no Nordeste semi-árido do Brasil, que os poços localizados nos vales dos rios principais tendem a possuir maior salinidade do que nos rios menores ou riachos tributários. Ao contrário, os poços perfurados nos flancos das elevações, nas porções topográficas menos elevadas, apresentam salinidade em geral, mais reduzida, enquanto que no topo das elevações, aumenta a salinidade. A razão parece estar ligada aos problemas de dinâmica do fluxo e, conseqüentemente, à renovação dessas águas. Quando não existem boas condições de fluxo, devido a um baixo gradiente (diferença de carga hidráulica), as águas não são renovadas e a sua concentração tende a aumentar a salinização. Esse fenômeno ocorre geralmente em elevações (distante da borda) e nas depressões fechadas. Quanto à maior salinização nos poços perfurados nos vales dos rios principais, deve-se ao fato de que, percorrendo maiores áreas, os rios mais extensos tendem, em geral, a captar água salinizada de alguma região possuidora de sais solúveis. É o que acontece por exemplo, com os rios Jaguaribe no Ceará, Ceará-Mirim e Potengi no Rio Grande do Norte, dentre outros.

**Hidrografia** - no início da década de 1960, quando surgiram no Brasil as primeiras pesquisas hidrogeológicas, nasceu um conceito que ainda hoje é utilizado na locação dos poços, que foi o do riacho-fenda (Siqueira, 1963, 1967), conforme já apresentado no capítulo 3.1. Esse termo representa justamente a associação da hidrografia com a geologia, no sentido de proporcionar a melhor condição de infiltração e armazenamento de água, em rochas duras fraturadas. O riacho-fenda corresponde à situação em que ocorre a coincidência da drenagem superficial com zonas fraturadas do embasamento rochoso (figura 3.2.9). Nessa situação, facilmente reconhecida na fotografia aérea e mesmo no local, devido à feição retilínea adquirida por trechos do rio ou riacho, segundo direções preferenciais, existe a condição de infiltração



**Figura 3.2.9** - Riacho-Fenda: associação da hidrografia com a geologia.

de água nas aberturas da rocha proporcionadas pelos fraturamentos, com possibilidades favoráveis de armazenamento na subsuperfície. Nos casos dos rios perenes, a condição de recarga das fraturas e do aquífero fissural acha-se assegurada para permitir uma exploração sistemática por poços ali perfurados. A influência da hidrografia na qualidade da água subterrânea é bastante relativa, pois dependerá da qualidade da água superficial. Quando a água superficial é de boa qualidade (baixos índices de salinidade), a sua influência é positiva, ou seja, benéfica ao aquífero, pois a sua infiltração promoverá a circulação e renovação da água subterrânea. Nessas condições, a perfuração de poços nos vales fluviais (não propriamente no talvegue) será favorável, pois haverá melhor quantidade (como já analisado) e boa qualidade da água. Quando, todavia, a água superficial for salinizada, como já citado antes, deve-se evitar os vales, notadamente dos rios mais extensos, mesmo que se caracterize a situação do riacho-fenda.

**Vegetação** - a influência da vegetação é pequena, tanto para a quantidade, como para a qualidade da água subterrânea. A atuação da vegetação para proporcionar maiores volumes armazenados de água no subsolo é de maneira indireta, pois na medida que dificulta o escoamento superficial, propicia condições de maior infiltração. Além disso, quanto maior é a cobertura vegetal, maior é a evapotranspiração e, conseqüentemente, maiores serão as precipitações que irão proporcionar melhores condições de recarga aos aquíferos. Ao contrário, em regiões de vegetação escassa, as precipitações também o serão, diminuindo as recargas de água para os aquíferos. É o que acontece nas regiões da mata chuvosa e do sertão semi-árido. Entretanto, a vegetação apenas constitui um fator participante das condições climáticas regionais, por isso a sua influência é relativa. Na qualidade, a influência da vegetação é ainda menor, pois somente em alguns casos, como em regiões encharcadas e ambiente redutor,

a vegetação pode acarretar má qualidade à água, pelo excesso de matéria orgânica. Existe, ainda, uma pequena parcela de contribuição das raízes das plantas nos processos de salinização, através de trocas iônicas com os minerais das rochas, assunto esse que será abordado mais adiante.

**Infiltração de Soluções e Detritos** - como soluções, serão aqui consideradas apenas aquelas que não possuem efeito salinizante, como as cloretadas, carbonatadas ou sulfatadas, pois o efeito destas já foi considerado, quando tratadas as influências da hidrografia e do relevo. As soluções com elevada concentração de sílica, associada ou não ao ferro, podem produzir a cimentação total ou parcial das fraturas, dizendo-se, nesse caso, que as fraturas se acham regeladas. Nesses casos, os reservatórios hídricos ficam definitivamente comprometidos, diminuindo ou, até mesmo, impermeabilizando totalmente o meio fissural, que se transforma num aquífugo. Se, ao invés de substâncias dissolvidas, a água infiltrada carrear material detrítico, o efeito resultante poderá ser uma obstrução apenas parcial do meio fissural, quando esses detritos são grosseiros (fração areia) ou uma impermeabilização quase total se o detrito é fino (fração argila). Quanto à influência na qualidade da água, é muito reduzida, pois apenas a cimentação carbonática provoca uma elevação da dureza da água que, em geral, não a torna imprestável para os diversos usos a que se destina.

**Coberturas Alóctones e Autóctones** - como coberturas, são incluídos os capeamentos procedentes de uma sedimentação de material estranho à rocha subjacente ou encoberta (cobertura alóctone) como os depósitos de aluviões e coluviões, bem como os materiais procedentes de processos de intemperismo da própria rocha subjacente (cobertura autóctone). Estas últimas são as mais importantes, pois ocorrem em áreas mais extensas. As coberturas alóctones independem das condições fisiográficas da própria área onde são depositadas, pois procedem de outras áreas, principalmente no caso de aluviões. No caso de coluvião, a condição necessária é apenas topográfica, situando-se a área de recepção dos sedimentos, na base de elevações de onde procede a carga detrítica, movimentada, principalmente, pela ação da gravidade (encostas instáveis, taludes fortes etc.). As coberturas autóctones estão diretamente relacionadas às condições climáticas da região. Com efeito, o intemperismo que representa os efeitos de meteorização atuantes na superfície das rochas, pode ser físico ou químico, a depender do clima ser seco (quente ou frio) ou úmido (quente ou frio). O intemperismo físico acarreta uma desintegração das partículas minerais da rocha, atuando somente a pequenas profundidades (no máximo 20 cm), o que resulta na formação de solos muito rasos. Ao contrário, o intemperismo químico atua por decomposição dos minerais instáveis, sobretudo

os silicatos ferromagnesianos, processo esse que alcança profundidades de até dezenas de metros, no que resulta a formação de espessas camadas de solo, denominadas de regolito ou eluvião, ou ainda, de manto de intemperismo. A existência de um regolito de considerável espessura constitui uma importante fonte de recarga das rochas fraturadas subjacentes, pois atua como uma fonte de captação da água precipitada em toda a superfície permeável (ou semipermeável), diminuindo a perda por escoamento e evitando ou minimizando o processo de evaporação. Infelizmente, nas regiões semi-áridas faltam as condições para formação de regolito, sendo os solos, em geral, de pequena espessura (no máximo 1 ou 2 metros), o que torna a situação de armazenamento da água subterrânea ainda mais problemática. A importância desse fator pode ser ressaltada pelas diferentes vazões apresentadas pelos poços localizados em áreas com coberturas de regolito, como no Sul do Brasil, e as áreas praticamente sem coberturas do Nordeste semi-árido. Nas primeiras, as vazões médias são em torno de 5 vezes (podendo chegar até 10 vezes) as vazões médias das segundas. Quanto à influência do manto de intemperismo na qualidade da água, é apenas moderada e, de certo modo, indireta, pois se a existência do manto decorre de maior umidade, que por sua vez acarreta maior precipitação, conseqüentemente, as águas serão melhores, conforme já abordado.

### Efeitos dos Fatores Endógenos

**Constituição Litológica** - poucos são os trabalhos de pesquisa sobre a influência desse fator. No nível nacional, pode ser citado o trabalho publicado por Costa (1965), sob o título "Análise dos fatores que influenciam na hidrogeologia do cristalino". Nesse trabalho, realizado com base em 50 poços perfurados na região Centro-Sul do estado da Paraíba, Costa (*op. cit*) concluiu que os gnaisses foram as rochas que apresentaram melhor vazão, com média de 4.400 L/h, contra os 1.000 L/h de vazão média dos cataclasitos e os 900 L/h de vazão média dos granitos. Um dado isolado, de apenas um poço, confere ao pegmatito a "boa" vazão de 6.500 L/h. Com relação à influência da rocha na qualidade química, o mesmo autor encontrou a média de resíduo seco mais baixa para os gnaisses, com 2.680 mg/L, contra 3.430 mg/L para os cataclasitos e 5.220 mg/L para os granitos. Em 1979, no Simpósio Nacional sobre Água Subterrânea em Rochas Fraturadas, realizado na Sudene, Costa apresentou uma análise estatística simplificada sobre os parâmetros físicos e químicos de 274 poços localizados no alto Paraíba. As vazões obtidas por tipo de rocha, na ordem decrescente, é a que aparece na tabela 3.2.2 (entre parênteses, o número de amostras).

Outras rochas foram também estudadas, porém o número de amostras muito reduzido, não tornou seus valores médios representativos. A média geral de

vazão, para todos os tipos de rocha, foi de 2.873 L/h, e da vazão específica, de 460 L/h/m. Quanto à relação do tipo de rocha com a qualidade da água, Costa (1986) chegou aos resultados (valores médios) da tabela 3.2.3. Internacionalmente, podem ser citados os mesmos trabalhos de Legrand (*op.cit.*) e Sever (*op.cit.*), principalmente o primeiro. Legrand analisou 490 poços de 3" de diâmetro e mais 189 poços com diâmetro igual ou superior a 5". As vazões médias encontradas (com número de amostras entre parênteses) são apresentadas na tabela 3.2.4.

O mesmo autor, analisando 282 poços nas regiões de Pittsylvania e Halifax, encontrou os resultados apresentados na tabela 3.2.5. A pesquisa de Sever (1964), em 50 poços na localidade de Dawson, não está muito representativa em termos de participação litológica, devido à divisão estabelecida em cinco zonas, todas com a participação de várias rochas, simultaneamente num mesmo poço. As pesquisas realizadas, tanto no Brasil como no exterior, revelaram que os micaxistos são as rochas que proporcionam as melhores vazões, seguidos dos gnaisses, migmatitos e granitos em ordem

Rocha	Vazão (L/h)	Vazão Específica (L/h/m)
Micaxisto	3.240 (28)	738 (20)
Gnaisse	3.060 (169)	511 (141)
Calcário crist.	2.700 (7)	421 (6)
Migmatito	2.556 (17)	245 (15)
Granito	1.825 (39)	176 (29)

**Tabela 3.2.2** - Vazões por tipos de rocha nos poços do alto Paraíba (Costa, 1979).

Rocha	Resíduo Seco (mg/L)
Gnaisse	4.182 (131)
Granito	4.979 (26)
Migmatito	6.079 (6)
Micaxisto	7.649 (15)
Todas as rochas	4.677 (183)

**Tabela 3.2.3** - Qualidade da água por tipos de rocha (Costa, 1979).

Rocha	Vazão (L/h)	
	Ø = 3"	Ø = 5"
Micaxisto	4.980 (168)	7.080 (87)
Granito	3.300 (234)	5.820 (88)
Diorito	3.120 (69)	7.080 (11)
Ardósia	2.400 (19)	9.480 (3)
Média	3.780 (490)	6.600 (189)

**Tabela 3.2.4** - Vazões por tipos de rocha de acordo com os diâmetros dos poços (Legrand, 1959).

Rocha	Vazão Média (L/h)
Gnaisses variados	3.820 (172)
Hornblenda gnaisse	3.200 (8)
Granito gnáissico	3.200 (26)
Micaxisto c/granito	3.000 (20)
Micaxisto	2.500 (34)
Xistos verdes	1.800 (14)
Sericita-xisto/ardósia	1.600 (15)
Média de todos os poços	3.320 (289)

**Tabela 3.2.5** - Vazões por tipos de rocha (Legrand, 1959).

decrecente. Essa relação entre o tipo de rocha e os volumes de água acumulados em suas fraturas, não é aleatória ou casual, pois, como será visto adiante, a intensidade de fraturamento é maior nas rochas de orientação planar (planos de xistosidade, de clivagem etc.). Além da característica favorável de fraturamento, os micaxistos possuem, ainda, uma certa permeabilidade em função da xistosidade. Em compensação, os micaxistos foram as rochas que apresentaram o mais elevado grau de salinização, seguidos dos migmatitos, granitos e gnaisses.

**Soluções Mineralizantes** - quando as fraturas atingem grandes profundidades, sobretudo em regiões de instabilidade tectônica, ficam sujeitas ao preenchimento de solutos mineralizantes a elevadas temperaturas. Ao se resfriarem essas soluções, ocorre a cristalização dos íons que se achavam dissolvidos, formando depósitos minerais que provocam oregelamento das fraturas. A ocorrência desse fenômeno é pouco freqüente, não devendo ser levado em conta no embasamento cristalino brasileiro.

**Estruturas Geológicas** - a análise estrutural que interessa à hidrogeologia, diz respeito, sobretudo, ao fraturamento das rochas, e, secundariamente, ao dobramento (fraturamento associado ao dobramento). Por outro lado, a análise estrutural pode ser abordada em várias escalas, conforme se acha apresentado na tabela 3.2.6. Todos os resultados apresentados com os diferentes padrões adotados numa mesma área de estudo, deverão coincidir na interpretação de um determinado fenômeno, tanto na causa como nos efeitos dela decorrente. A análise da mecânica de deformação que ocorre, por exemplo, ao longo de uma grande falha, deverá revelar a mesma causa e os mesmos efeitos (direção e sentido de maior deformação, direções de fendilhamentos associados etc.) quer o estudo seja procedido em escala microscópica, quer em escala macroscópica (meso, macro ou megascópica). De um modo geral, a geologia estrutural pode ser dividida em três campos, considerando-se os quatro níveis de escalas mencionados:

- petrofábrica - estuda as microestruturas dos minerais e das rochas;
- geoestrutural - estuda as estruturas macroscópicas em escala de afloramento (inclui a meso e a macroestrutural).
- geotectônica - estuda as megaestruturas.

Neste texto, serão abordados apenas os aspectos ligados à geoestrutural, baseados na mecânica das rochas (item 3.2.5). Apesar da elevada influência que representa para a potencialidade hídrica subterrânea das rochas cristalinas, a estrutura não tem sido muito relacionada às vazões dos poços nas pesquisas realizadas, inclusive no nível internacional. Um dos poucos trabalhos que se conhece, com análise de resultados, é o de Costa (1965), em que é apresentado, na tabela 3.2.7, uma relação entre a vazão, o resíduo seco e o tipo de fratura (classificação geométrica). Os valores apresentados para as fraturas dos tipos ortogonal e longitudinal não são representativos, devido ao reduzido número de amostras utilizado. Constata-se que a fratura do tipo transversal é a que proporciona melhores condições de armazenamento e, em função de uma melhor condição de percolação, também uma melhor qualidade da água. As razões desse melhor condicionamento estrutural serão analisadas com maior detalhe no tópico que se segue, onde será estabelecida uma relação entre o mecanismo de deformação e o esforço atuante.

Escala de Estudo	Características do Estudo
Micro-Estrutural	Análise das estruturas em escala microscópica, estudadas em lâminas de rocha, ao microscópico petrográfico.
Meso-Estrutural	Análise das estruturas em escala macroscópica, estudadas em amostras de mão, com ou sem auxílio de lupa de bolso, podendo ser correlacionadas entre si, dentro de um mesmo afloramento.
Macro-Estrutural	Análise das estruturas em escala macroscópica, estudadas ao longo de um afloramento rochoso, sem auxílio da lupa, podendo ser correlacionadas entre um afloramento e outro.
Mega-Estrutural	Análise das estruturas em escala macroscópica, estudadas num contexto regional, como um geossinclinal, um cráton, uma bacia etc.

Tabela 3.2.6 - Escalas de estudo das estruturas rochosas.

Tipo de Fratura	Nº Poços	Prof. (M)	Vazão (L/H)	RS (Mg/L)
Transversal	23	44	5.140	2.090
Angular	24	52	2.580	3.970
Ortogonal	2	55	220	9.470
Longitudinal	1	30	4.400	1.210
Média geral	50	48	3.700	3.160

Tabela 3.2.7 - Relação dos tipos de estrutura com a potencialidade e qualidade da água no poço (Costa, 1965).

### 3.2.5 Origem e Mecânica da Deformação Ruptural

#### Condicionantes Intervenientes na Deformação dos Maciços Rochosos

Um meio rochoso, como qualquer meio sólido descontínuo, está sujeito a diferentes tipos de deformações, em função de suas características elásticas e mecânicas e do estado de tensões a que está submetido.

Na evolução geológica por que passa um determinado maciço rochoso, esses fatores são extremamente condicionados pela variação de profundidade. Assim é que, a grandes profundidades, predominam os elevados estados de tensões compressivas e as altas deformações por dobramentos e recristalizações de minerais, sem, contudo, desenvolver a deformação ruptural. Já em pequenas profundidades, é menor o efeito da temperatura sobre as características mecânicas da rocha e o estado de tensões é dos mais variados, permitindo a deformação ruptural dos maciços rochosos em diferentes estilos e direções.

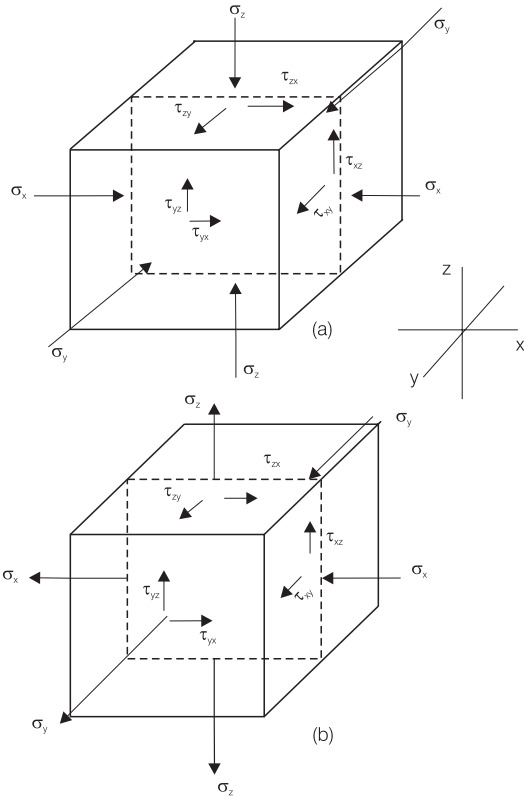
A deformação que envolve a plastificação dos maciços rochosos sem chegar a romper, somente piora as condições de permeabilidade desses maciços, já que a recristalização reduz sua porosidade intersticial. Por esse motivo, não será abordado aqui esse tipo de deformação.

#### Mecanismo da Deformação Ruptural

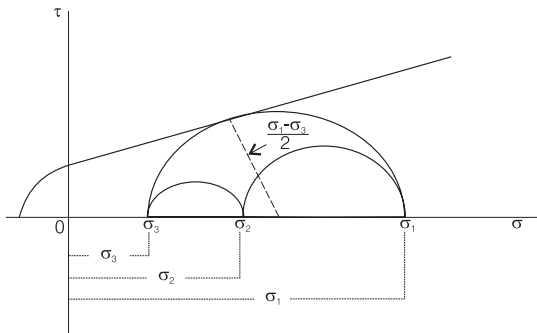
A análise da deformação ruptural, que possa ser adaptada às condições geológicas, deve considerar, em princípio, que o meio a se deformar é quase homogêneo, contínuo e isotrópico. Nessas condições, serão analisados os diferentes tipos de rupturas ocorrentes, em função dos vários estados de tensões que podem solicitar um corpo. Em princípio, podem ocorrer tensões normais (s) às faces do corpo, puramente compressivas (figura 3.2.10a) ou puramente tracionais (figura 3.2.10b). Em ambos os casos, desenvolvem-se tensões tangenciais ou de cisalhamento ( $\tau$ ), conforme indicadas na figura 3.2.10. Pode, ainda, estar o corpo submetido a tensões normais compressivas em determinada direção e tracionais em outra, o que não altera a distribuição demonstrada nas figuras 3.2.10 (a e b) para as tensões tangenciais. Na análise de ruptura, apenas interessa conhecer a diferença entre as tensões normais máxima ( $\sigma_1$ ) e mínima ( $\sigma_3$ ), pois a tensão normal intermediária ( $\sigma_2$ ) jamais interferirá na ruptura, conforme mostra o gráfico de Mohr da figura 3.2.11, segundo Zienkiewicz & Stagg (1968).

Nessas circunstâncias, toda a análise de ruptura será desenvolvida, ao longo do plano que contém as tensões normais  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  (esquema bidimensional) e que corresponde ao plano mostrado em tracejado nas figuras 3.2.10a e 3.2.10b, considerando que essas tensões estejam ocorrendo nas direções **x** e **z**.





**Figura 3.2.10** - Esquema de tensões aplicadas a um corpo: (a) as tensões normais ( $\sigma$ ) são compressivas; (b) as tensões são tracionais. Desenvolvem-se ainda, em ambos os casos, as tensões tangenciais ( $\tau$ ) ou de cisalhamento.



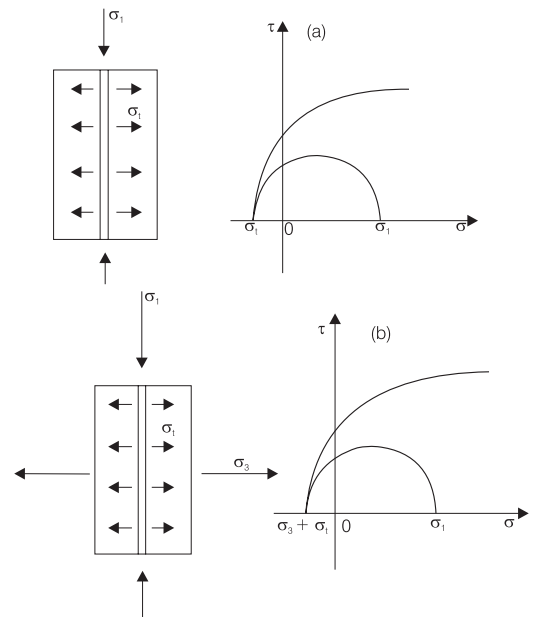
**Figura 3.2.11** - Gráfico de Mohr, mostrando que a envoltória de ruptura apenas tangencia o círculo de raio  $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$  (Zienkiewicz & Stagg, 1968).

No estado de tensões uniaxial ( $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ ) de compressão, desenvolvem-se, no corpo comprimido, tensões de tração ( $\sigma_t$ ) no sentido transversal à tensão de compressão, conforme mostra a figura 3.2.12a. Se essas tensões tracionais geradas ultrapassarem a resistência à tração do corpo ( $S_t$ ), ocorrerá a ruptura por tração, ao longo do plano perpendicular às tensões de tração geradas, de acordo com o esquema de ruptura representado pelo gráfico de Mohr da figura 3.2.12a.

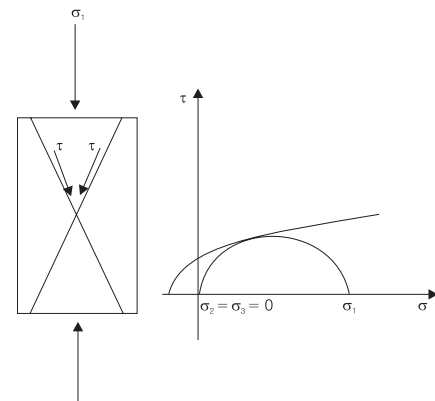
A figura 3.2.12b mostra o mesmo tipo de ruptura, para o estado de tensões mista, em que  $\sigma_1$  é de compressão e  $\sigma_3$  é de tração, sendo que, nesse caso, é iminente a ruptura de tração, pois a tensão  $\sigma_t$ , acrescida de  $\sigma_3$  é sempre superior à resistência à tração do corpo,  $S_t$  (Jaeger & Cook, 1968).

Voltando ao estado uniaxial compressivo, se a tensão  $\sigma_t$  for inferior à resistência  $\mu_t$ , não ocorrerá ruptura por tração, podendo, então, ocorrer ruptura por cisalhamento ou, simplesmente, não haver qualquer tipo de ruptura. Para que haja a ruptura por cisalhamento, é necessário que a tensão de cisalhamento ( $\tau$ ), gerada pela compressão, seja superior à resistência ao cisalhamento do corpo ( $\mu_s$ ) e nesse caso, a ruptura ocorrerá segundo um dos dois (ou ambos) planos inclinados representados na figura 3.2.13, e de acordo com o esquema mostrado pelo gráfico de Mohr dessa mesma figura.

No estado de tensões triaxial compressivo, as tensões  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$  vão reforçar a resistência à tração do corpo e, por isso, é difícil ocorrer a ruptura por tração, a não ser em casos onde a tensão mínima é muito pequena e a resistência à tração muito baixa. Em geral, ocorre para esse estado de tensões, a ruptura por cisalhamento, conforme os esquemas da figura 3.2.14.



**Figura 3.2.12** - Tensões de tração ( $\sigma_t$ ) desenvolvidas num corpo submetido à compressão: (a) estado de tensões uniaxial; (b) estado de tensões mista, com  $\sigma_1$  de compressão e  $\sigma_3$  de tração (Jaeger & Cook, 1968).



**Figura 3.2.13** - Desenvolvimento de rupturas por cisalhamento quando a tensão de cisalhamento ultrapassa a resistência de cisalhamento.

A inclinação do plano de ruptura por cisalhamento, com relação ao maior esforço, depende do ângulo de atrito do corpo -  $\theta$  (teoria de Coulomb & Navier, citada por Obert & Duval, 1967). Esquematisando a distribuição de tensões geradas por  $\sigma_1$  em relação a um dos planos de cisalhamento mostrados na figura 3.2.14, pode-se observar, através do gráfico de Mohr (figura 3.2.15), que o ângulo  $\alpha$  em questão, é expresso pela seguinte equação:

$$\alpha = 45^\circ - \theta/2 \quad (3.2.1)$$

### Análise da Deformação Ruptural na Geologia

As deformações rupturais que ocorrem no campo geológico têm mecanismos similares aos expostos no item anterior (ver também o capítulo 3.1). Importa, todavia, analisar, a influência exercida pelos diferentes estados de tensões atuantes, onde assumem particular importância as de origem tectônica, além das características elásticas e de resistência das rochas. Outros fatores que merecem

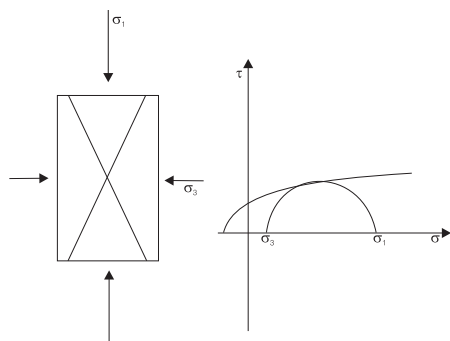


Figura 3.2.14 - Planos de ruptura por cisalhamento, desenvolvidos no estado de tensões triaxial compressivo. Variação apenas no Gráfico de Mohr.

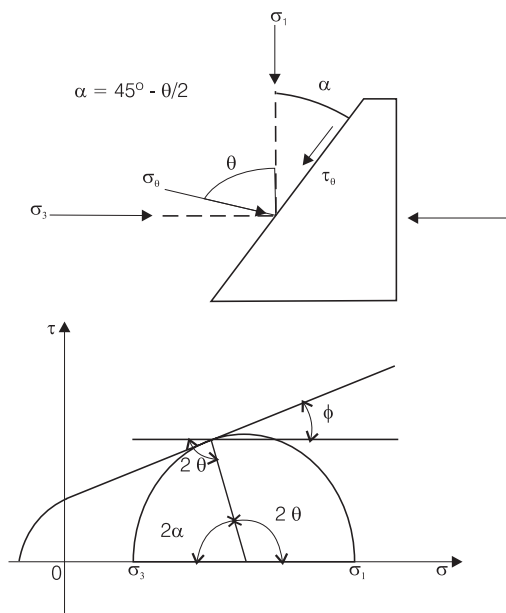


Figura 3.2.15 - Relação entre o ângulo de inclinação do plano de ruptura por cisalhamento ( $\alpha$ ) e o ângulo de atrito ( $\theta$ ).  $\sigma_q$  é a tensão normal que atua sobre o plano de ruptura.

ser analisados são as descontinuidades intrínsecas do maciço rochoso, além dos processos dinâmicos externos e internos que ocorrem na crosta terrestre. Essa análise, apresentada com detalhe no capítulo anterior, será aqui reforçada, em função de sua grande importância para a compreensão do problema de armazenamento de água que será abordado no item 3.2.5.

**Estado de Tensões Tectônicas** - as tensões tectônicas atuam no sentido tangencial à crosta terrestre, em suas camadas ou geosferas mais profundas. Assim, quando um maciço rochoso está sujeito a essa condição, o seu estado de tensões pode ser definido por um dos dois elipsóides de tensões mostrados na figura 3.2.16. Os fatores que irão condicionar um desses dois tipos de estado de tensões são: peso do recobrimento rochoso, em função da profundidade em que ocorre o fenômeno e estado de confinamento lateral a que está sujeito o maciço ao se deformar. Predominando o estado de tensões mostrado na figura 3.2.16a, as deformações rupturais ocorrem segundo os planos indicados na figura 3.2.17. Nesses casos, a ruptura ocorre por cisalhamento e seus planos correspondem ao tipo **k01** de Sander (1948) descritos por Larsson (1967, 1968, 1977), porém, limitados àqueles de fraca inclinação, pois o ângulo de mergulho desses planos rupturais (interseção com o plano horizontal) corresponde ao ângulo  $\alpha$  definido na figura 3.2.15. Pela equação (3.2.1), esse ângulo é função do ângulo de atrito  $\phi$  do maciço rochoso. Considerando que  $\phi$  varia entre  $30^\circ$  e  $60^\circ$  para os diferentes tipos de rocha (Rzhewsky & Novik, 1971), conclui-se que o ângulo  $\alpha$  deve variar entre  $15^\circ$  e  $30^\circ$ . Quando o estado de tensões existente corresponder ao mostrado na figura 3.2.16b, as deformações rupturais serão do tipo indicado na figura 3.2.18. Nesse caso, os planos de ruptura são sempre verticais, podendo

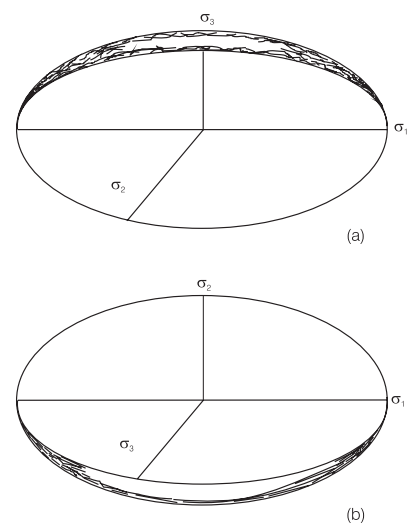


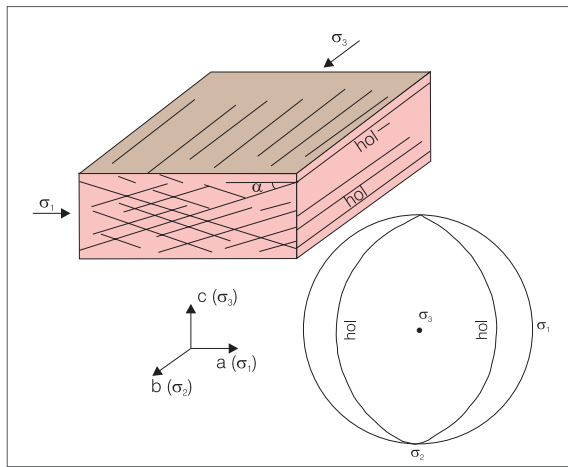
Figura 3.2.16 - Elipsóides de tensões tectônicas: (a) a menor tensão ( $\sigma_3$ ) está na vertical; (b)  $\sigma_3$  está na horizontal. A maior tensão ( $\sigma_1$ ) é sempre na horizontal. Em ambos os casos irá ocorrer fraturamento por cisalhamento, segundo direções diferentes.

ocorrer dois tipos de ruptura: por cisalhamento e por tração. Se a tensão  $\tau_s$ , acrescida da resistência à tração da rocha, for superior a  $\sigma_t$  gerada por  $\sigma_1$  (caso mais freqüente, predominará a ruptura por cisalhamento, com planos verticais formando um ângulo máximo de  $60^\circ$  entre si ( $2\alpha$ ), com  $\sigma_1$  em sua bissetriz. Esses planos correspondem aos **hk0** de Sander, conforme mostrado na figura 3.2.18. Desde que  $\sigma_t$  suplante a resistência à tração acrescida de  $\sigma_3$ , ocorrerá a ruptura por tração, segundo planos verticais paralelos a  $\sigma_1$ , e que correspondem ao plano **ac** de Sander (figura 3.2.18). É importante observar que, por sua própria gênese, os planos de ruptura por tração tendem a ser abertos, enquanto os de cisalhamento são fechados.

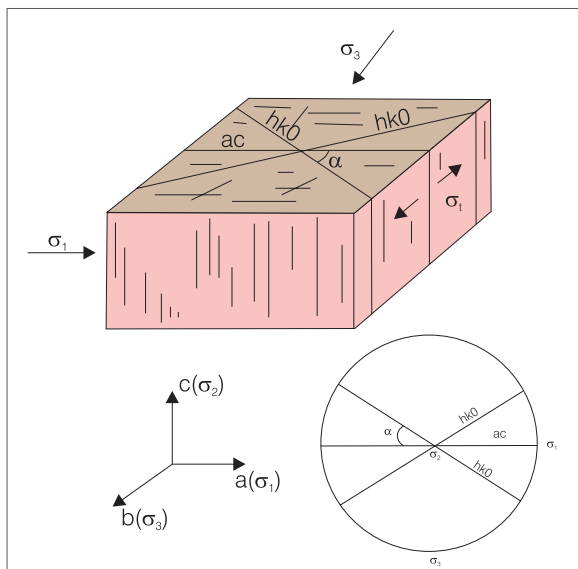
Finalmente, deve ser analisada a situação geológica em que a deformação ruptural está associada à

deformação por dobramento. Considerando uma camada de competência média a alta, sendo comprimida horizontalmente, em condições que propiciem um dobramento acompanhado de rupturas, deve ser levado em conta que o dobramento gera tensões secundárias importantes, que diferem ao longo da espessura da camada dobrada. Como é mostrado na figura 3.2.19, desenvolvem-se tensões de tração ( $\sigma_t$ ) na parte externa da dobra e de compressão ( $\sigma_c$ ) na parte interna. As primeiras, criam rupturas por tração, cujos planos são paralelos ao eixo do dobramento, enquanto a compressão geralmente deforma a parte interna de dobras por enrugamento ou por esmagamento. Esse novo tipo de ruptura de tração ocorre perpendicularmente à superfície da camada dobrada. Assim, nas dobras simétricas, como a mostrada na figura 3.2.19, a ruptura mais central corresponde ao plano axial e contém a crista da dobra, sendo, portanto, um plano vertical, correspondente ao plano **bc** de Sander. Os demais planos desse tipo de ruptura, apresentam ligeira inclinação em direção ao centro de curvatura da dobra, sendo tal inclinação indicada no estereograma da figura 3.2.19, onde tais planos aparecem como meridianos próximos ao centro.

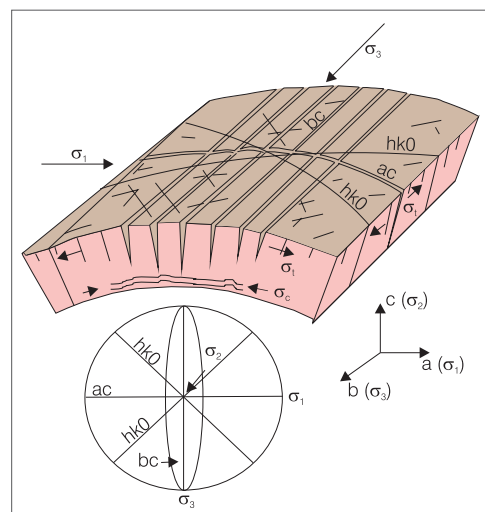
**Características Físicas das Rochas** - embora a ruptura dos maciços rochosos seja fundamentalmente dependente do estado de tensões atuante sobre as mesmas, há de considerar-se a importância das características físicas da rocha no comportamento ruptural desses maciços. A primeira influência já foi citada e refere-se ao ângulo de atrito ( $\theta$ ), responsável pelas relações geométricas entre os planos de cisalhamento e as tensões atuantes. Esse parâmetro é uma parcela da resistência ao cisalhamento ( $\mu_s$ ) que depende da seguinte equação:



**Figura 3.2.17** - (a) Planos **h0l** em que ocorrem as fraturas de cisalhamento em função de tensões atuantes conforme a figura 3.2.16 a. (b) Representação dos planos em estereograma (Sander, 1948).



**Figura 3.2.18** - (a) Quando o estado de tensões atuante corresponde ao da figura 3.2.16b, podem desenvolver-se fraturas de cisalhamento (**hk0** de Sander) ou de tração (**ac**). (b) Representação em estereograma.



**Figura 3.2.19** - Fraturamento em dobras de grande raio de curvatura. A fratura mais central coincide com o plano axial e contém a crista da dobra (fratura **bc** de Sander). As demais desse tipo (paralelas a **bc**) apresentam ligeiro mergulho para o centro da dobra. Os demais tipos (**ac** e **hk0**) já foram vistos anteriormente.

$$\gamma = (l.DH / (v^2/2g))\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \theta \quad (3.2.2)$$

O segundo membro da equação (3.2.2) corresponde a  $\mu_s$ , que deverá ser igual ou maior que  $\tau$ , para que não haja ruptura. Dessa equação do equilíbrio de cisalhamento, os elementos  $\tau$  e  $\sigma$ , dependem do estado de tensões atuantes, conforme foi mostrado na figura 3.2.15. Todavia, os parâmetros  $c$  (coesão) e  $\theta$  (ângulo de atrito) são intrínsecos da rocha e definem a sua resistência à ruptura por cisalhamento. Assim, quanto maior for o valor desses parâmetros, mais intensivo necessitará ser o estado de tensões, para provocar a ruptura por cisalhamento, e menor será o ângulo  $\alpha_i$  entre  $\sigma_i$  e o plano de ruptura. Outra característica física da rocha, que influi na ruptura, é o seu módulo de elasticidade ( $E$ ), como se pode deduzir da expressão:

$$\sigma = E \varepsilon \quad (3.2.3)$$

sendo,  $\sigma$  a tensão aplicada,  $E$  o módulo de elasticidade e  $\varepsilon$  a deformação sofrida.

Pela equação (3.2.3) constata-se (Price, 1959) que quanto maior for o módulo  $E$  de uma rocha, mais intensas serão as tensões necessárias para produzir uma mesma deformação. Disso resulta que as tensões de tração ( $\sigma_t$ ) geradas pelo esforço compressivo (figuras 3.2.12, 3.2.18 e 3.2.19) serão bem maiores nas rochas de maior módulo de elasticidade, ou seja, nas rochas mais resistentes, propiciando uma maior abertura entre os planos de ruptura por tração.

O módulo de elasticidade ( $E$ ) influi, ainda, na deformação. Segundo Price (*op.cit.*), a intensidade de fraturamento de um maciço rochoso depende da energia de deformação  $w$ , acumulada nesse maciço e que é definida pela equação:

$$w = \frac{\sigma^2}{2E} \quad (3.2.4)$$

Nessas condições, é maior a frequência de planos de ruptura, nas rochas de mais baixo módulo  $E$ . Analisando-se todas as influências das características físicas das rochas em sua deformação ruptural e levando-se em consideração as propriedades litológicas, conseqüentes da composição mineralógica e do tipo de textura, pode-se chegar às seguintes constatações:

- o comportamento estrutural de uma rocha ao ser tensionada, depende das proporções existentes entre os minerais de resistências diferentes;
- os minerais granulares e isentos de planos de clivagem, como o quartzo, são os mais resistentes ao cisalhamento e possuem maior módulo  $E$ . Os minerais placosos são menos resistentes e de mais baixo módulo  $E$ ;
- quanto mais fina a textura da rocha, maior será a sua resistência, pois será menor a influência dos planos de clivagem dos cristais mais desenvolvidos (ex. feldspatos);

- as rochas pouco ou não orientadas, com predomínio de minerais resistentes, apresentam geralmente uma baixa frequência de rupturas, todavia, são mais abertos os planos de fraturas originados por tração;
- nas rochas metamórficas orientadas, quanto mais baixo o grau de metamorfismo, menor é a resistência ao cisalhamento e mais elevada é a energia de deformação acumulada, aumentando a intensidade de ruptura por cisalhamento. Todavia, as rupturas por tração apresentam planos quase tão fechados quanto os de cisalhamento.

#### Descontinuidades Intrínsecas do Maciço

**Rochoso** - quando um maciço rochoso orientado (ex. estratificado) é tensionado, nem sempre as rupturas obedecem aos modelos ilustrados na figura 3.2.16, porém, tal fato em nada invalida os princípios demonstrados no item 3.2.4 (Mecanismo de Deformação Ruptural), para explicar o mecanismo dos diferentes tipos de ruptura. Acontece que os parâmetros físicos que comandam a amplitude da ruptura e o posicionamento dos planos de quebraimento, dentre os quais se destaca o ângulo de atrito, não são uniformes ao longo de toda a rocha, sendo mais influentes para a ruptura, aqueles correspondentes aos minerais mais fracos ou aos planos de descontinuidade já existentes. Assim, a menos que tenha havido uma cimentação secundária, ao longo de um plano preexistente de descontinuidade, como de xistosidade, estratificação, ou qualquer outra orientação de minerais (principalmente placosos), esses planos possuirão parâmetros físicos de resistência e elasticidade bastante inferiores aos do restante da rocha. Nessas condições, será preponderante a influência desses planos de fraqueza na ruptura da rocha e, conseqüentemente, será de grande relevância a relação existente entre a orientação do plano de descontinuidade e os esforços aplicados. Segundo a equação (3.2.1), o ângulo  $\alpha$ , entre o plano de ruptura por cisalhamento e a tensão compressiva atuante, é no máximo igual a  $30^\circ$ , supondo ângulos de atrito das rochas no intervalo  $30^\circ = \theta \leq 60^\circ$ . A experiência todavia, tem demonstrado (Ragan, 1968) que esse ângulo pode chegar a  $60^\circ$ , dependendo da influência das descontinuidades do maciço.

**Processos Dinâmicos da Crosta Terrestre** - a evolução tectônica por que tem passado a crosta terrestre envolveu uma contínua transformação de materiais, que assumiram aspectos líticos e estruturais variados, por conta dos diferentes processos a que foram submetidos, na complexa dinâmica em que ocorreu a formação dessa crosta. Assim é que muitos sedimentos foram afundados, através das grandes bacias geossinclinais, passando seus materiais, das condições reinantes na superfície, para as elevadas pressões e temperaturas reinantes nos processos orogenéticos desenvolvidos em profundidade. Por outro lado, os movimentos epigenéticos causaram o levantamento de extensos

blocos e o afundamento de outros, numa constante troca de ambientes para esses materiais. De todas essas relações entre processos dinâmicos de origem tectônica e isostática, ressalta-se uma situação que muito tem influído na caracterização da deformação ruptural dos maciços rochosos. Refere-se ao processo de epirogênese positiva em uma região da crosta anteriormente afetada por processos orogenéticos. Durante a orogênese, elevadas tensões tectônicas ficaram confinadas no maciço formado, no plano tangencial à crosta, porém, em profundidade. Evidentemente, as maiores tensões acumularam-se perpendicularmente à xistosidade imposta à rocha formada (Costa, 1972). Quando esse maciço for soerguido até a superfície da crosta pela epirogênese, passará a ocupar um maior espaço lateral, pois a circunferência da Terra vai aumentando o seu raio de curvatura de dentro para fora, conforme mostra a figura 3.2.20. Quando o bloco ABCD subiu da posição 1 para 2, houve um acréscimo lateral de espaço correspondente a  $\Delta L$  e, nessas condições, as tensões de compressão que estavam confinadas nesse bloco, na posição 1, foram liberadas, quando o bloco atingiu a posição 2, passando a funcionar nessa posição na forma de tração.

Como resultado, surgem fissuras de tração, perpendiculares a essa nova tensão e, portanto, paralelas aos planos de xistosidade dessa rocha, conforme ilustra a figura 3.2.21. Essas fissuras são chamadas de longitudinais (classificação geométrica), por serem dispostas paralelamente à xistosidade, porém, possuem seus planos geralmente abertos, por resultarem de tensões tracionais. Costa (*op.cit.*) mostrou que, freqüentemente, esses blocos do maciço rochoso ao sofrerem ruptura por tração na parte mais superficial da crosta, são deslocados pelo efeito do seu próprio peso e, nesses casos, tudo se passa como se a maior tensão compressiva estivesse na vertical, produzindo falhas de gravidade (teoria de Costa,

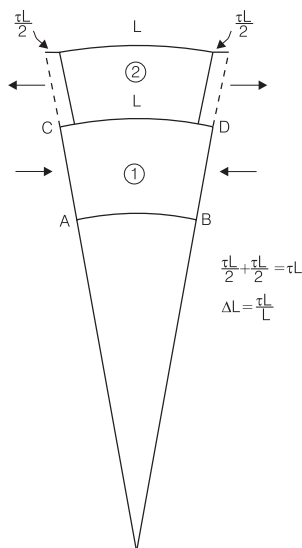


Figura 3.2.20 - Subida de bloco continental por epirogênese positiva.

*op.cit.*, para explicar a origem dos falhamentos da serra do Mar). O esquema dessa deformação ruptural corresponde ao apresentado na figura 3.3.22. Nesses casos, embora a ruptura tenha sido originada por tração, os planos encontram-se pouco abertos a fechados, pois o comportamento de deslocamento dos blocos fraturados é análogo ao de ruptura por cisalhamento, podendo inclusive, dar origem a *slickensides*.

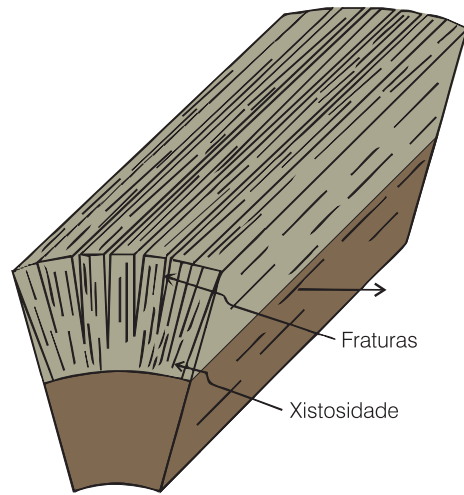


Figura 3.2.21 - Fraturas longitudinais desenvolvidas ao longo dos planos de xistosidade.

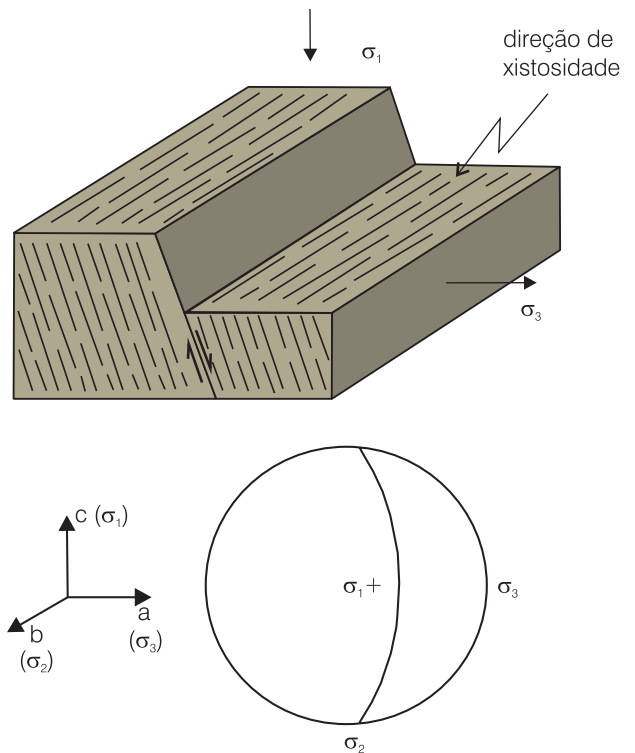
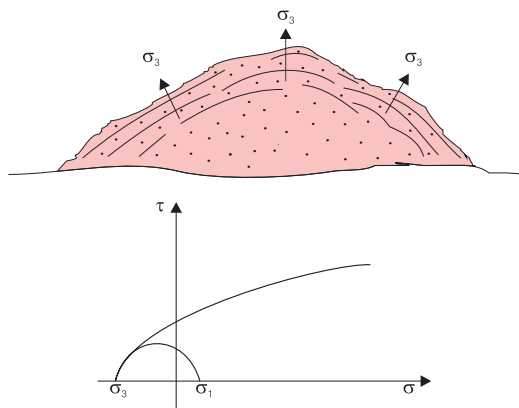


Figura 3.2.22 - Esquema ilustrativo de um falhamento de gravidade produzido por um esforço tracional próximo à superfície. Tudo se passa como se a maior tensão compressiva estivesse na vertical (Costa, 1972).

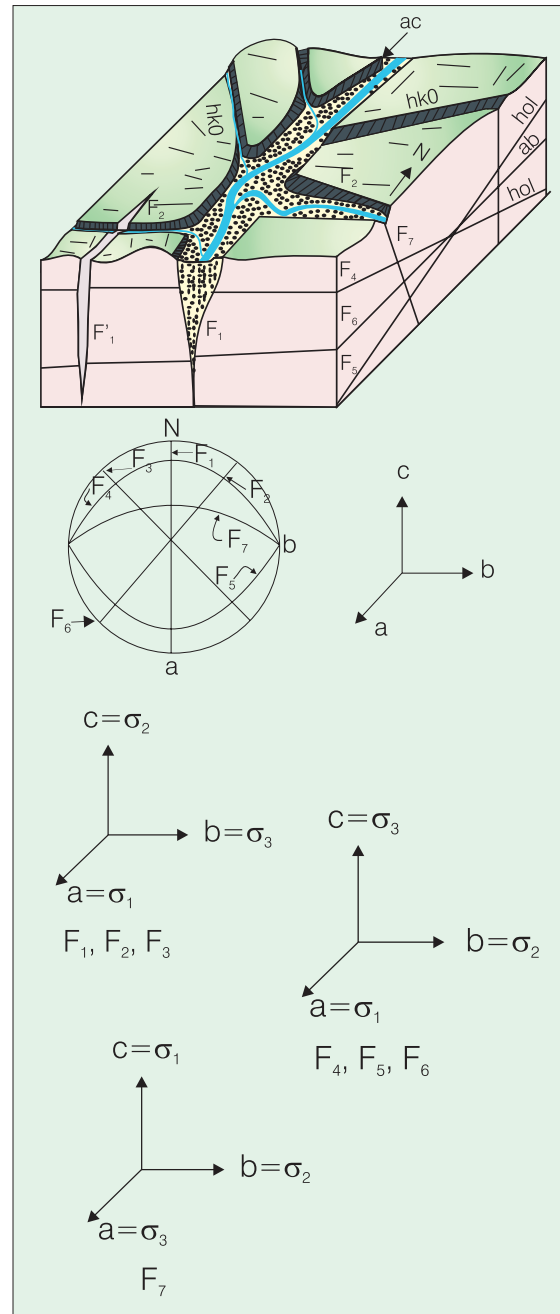
**Processos Físicos Externos à Crosta** - um outro tipo de ruptura de meios rochosos, conseqüente de alívio de tensões, ocorre relacionado com os processos externos de modelagem da crosta terrestre, através da erosão (processo atectônico). Quando o maciço rochoso se encontra na proximidade da superfície terrestre, a tensão  $\sigma_3$  é muito baixa e corresponde ao peso do recobrimento existente sobre o maciço considerado. Se esse recobrimento for retirado, pelo efeito da erosão, a tensão  $\sigma_3$  que anteriormente era compressiva, torna-se aliviada pela falta do material retirado, transformando-se numa tensão de tração, de forma análoga ao explicado na figura 3.2.20. Em conseqüência, aparecem planos de ruptura perpendiculares à tensão de tração surgida e como a mesma é perpendicular à superfície de erosão, aquelas rupturas ocorrem sempre paralelamente à superfície topográfica. São as denominadas *sheet joints* ou juntas de descompressão. Sua abertura depende da espessura de material rochoso que ainda se mantém acima do plano de ruptura, mas, em geral, são bem abertas, pois uma vez quebradas pela tensão tracional supra descrita, não voltam mais a se unir (os blocos afastados ou abertos) devido às irregularidades do plano de ruptura. A figura 3.2.23 mostra como aparecem essas juntas e como se justificam pelo gráfico de Mohr.

**Modelo de Deformação Integrada** - os vários tipos de deformação ruptural, analisados nos itens precedentes, podem apresentar-se em todo ou parcialmente agrupados, em uma mesma região, dependendo da variação no estado de tensões sofrida pelo maciço rochoso local, durante a sua evolução geológica. O modelo de deformação integrada de Larsson (1977) visa analisar um conjunto de diferentes rupturas presentes em uma mesma região, como base para aplicação desses conceitos à hidrogeologia do cristalino.



**Figura 3.2.23** - Esquema da formação das juntas de descompressão ou *sheets joints*. Pela erosão a tensão  $\sigma_3$  passa de compressiva para tracional, acarretando o fendilhamento paralelo à superfície topográfica.

Esse modelo é reproduzido na figura 3.2.24, porém complementado pelos gráficos explicativos para analisar os diferentes estados de tensões, que deram origem a tais rupturas. A numeração das fraturas apresentadas não consta do modelo original, tendo sido usada para possibilitar a análise de tensões presentemente procedida.



**Figura.3.2.24** - Modelo de deformação integrada. Num mesmo bloco rochoso, acham-se representados vários tipos de fraturas originadas de diferentes estados de tensão. As fraturas  $F_1$ ,  $F'_1$ ,  $F_6$  e  $F_7$  são de tração enquanto que  $F_2$ ,  $F_3$ ,  $F_4$  e  $F_5$  são de cisalhamento. A fratura  $F_1$  é preenchida por material impermeável, enquanto que  $F'_1$  é preenchida por material permeável (modificado de Larsson, 1977).

### 3.2.6 Fluxo em Meio Fissurado

#### Leis de Escoamento e Regimes de Escoamento numa Fratura

O fluxo através de uma fratura obedece a leis de escoamento que, por sua vez, são função do regime de escoamento a que está submetida a fratura. A rugosidade das paredes da fratura constitui um dos principais fatores, pois irá exercer uma grande influência sobre o coeficiente de atrito ( $\lambda$ ). Assim é que serão considerados na análise do fluxo apresentada a seguir, três casos distintos, que são definidos pela rugosidade relativa:

- Fratura plana polida - rugosidade relativa ( $\epsilon = \mathfrak{R}/DH < 0,033$ );
- Fratura plana rugosa - rugosidade relativa ( $\epsilon = \mathfrak{R}/DH > 0,033$ ); e
- Fratura ondulada rugosa - escoamento influenciado pela micro e macrorrugosidade.

O valor da rugosidade relativa ( $\epsilon$ ) foi definido pela primeira vez para fluxo em fraturas por Lomize e corresponde ao valor limite para o qual o fluxo deixa de ser paralelo e começam a vigorar novas leis de escoamento. Será vista, a seguir, uma análise matemática elementar para cada caso supradescrito, tomando por base, principalmente, o coeficiente de atrito.

#### Escoamento Paralelo: Fratura Plana Polida

O coeficiente de atrito ( $\lambda$ ), depende do número de Reynolds ( $Re$ ) e da rugosidade relativa ( $\epsilon$ ), de acordo com as experiências de Nikuradse (Costa, 1986). Igualmente em função das experiências de Nikuradse, podem ser distinguidas as leis a seguir descritas (figura 3.2.25).

**Domínio 1** - Regime laminar em sistema hidráulicamente liso ( $\lambda = f(Re)$ ):

$$v = K_f i_f \tag{3.2.5}$$

onde,  $v$  é a velocidade de escoamento (laminar),  $K_f$  é a condutividade hidráulica da fratura e  $i_f$  é o gradiente hidráulico atuando no plano da fratura.

Segundo Louis (1974):

$$K_f = C a^2 \tag{3.2.6}$$

$$C = g / 12 \nu \tag{3.2.7}$$

A equação (3.2.5) pode então ser escrita como:

$$v = (g / 12 \nu) a^2 i_f \tag{3.2.8}$$

O diâmetro hidráulico é igual ao dobro da abertura de uma fratura, a partir do conhecimento da relação entre o raio hidráulico e o diâmetro hidráulico:

$$RH = S/P = (\pi DH^2/4)/\pi DH = DH/4 \tag{3.2.9}$$

$$DH = 4RH = 4(aL / 2L) = 2a \tag{3.2.10}$$

onde,  $RH$  é o raio hidráulico,  $DH$  é o diâmetro hidráulico,  $S$  é a área da seção perpendicular ao escoamento,  $P$  é o perímetro molhado,  $a$  é a abertura da fissura e  $L$  é a largura de escoamento.

Na expressão que representaria o perímetro molhado, ( $P = 2L + a$ ), foi desprezado o valor de  $a$ , por ser muitas vezes inferior ao valor de  $L$  (ou seja  $L \gg a$ ). Substituindo o valor de  $a$  pelo equivalente  $DH/2$ , na equação (3.2.8):

$$v = (g / 12 \nu)(DH^2 / 4)i_f = (2g DH^2 i_f) / (96 \nu) \tag{3.2.11}$$

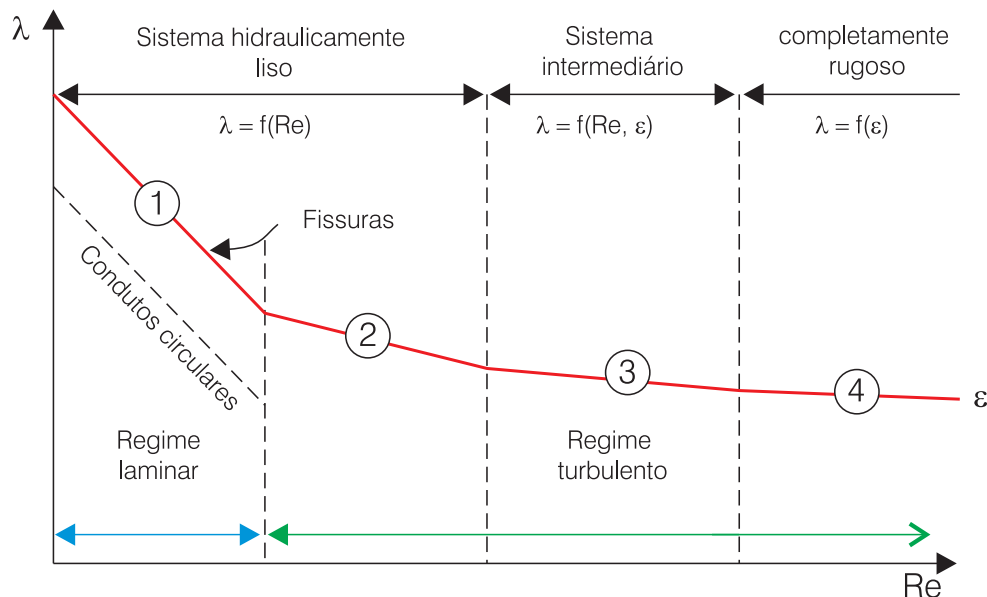


Figura 3.2.25 - Leis e regimes de escoamento numa fratura (Louis, 1974).

De onde se tira o valor de  $i_f$ :

$$i_f = (96 \nu \nu) / (2g DH^2) \quad (3.2.12)$$

Considerando o valor de  $RE = (\nu DH) / \nu$ , vem:

$$i_f = (96 \nu^2) / (Re 2g DH) \quad (3.2.13)$$

A expressão 3.2.13 corresponde à lei de escoamento em regime laminar de um fluido viscoso incompressível, entre dois planos paralelos, segundo experiência de Hele-Shaw (Louis, 1974). Esta relação é semelhante à relação entre as mesmas propriedades hidráulicas de fluxo através de tubos, em regime laminar:

$$i_f = (64 \nu^2) / (Re 2g DH) \quad (3.2.14)$$

A relação  $96/Re$  da equação (3.2.13), ou  $64/Re$  da equação (3.2.14), corresponde ao coeficiente de atrito ( $\lambda$ ), como será demonstrado a seguir. De (3.2.14) o valor de  $\lambda$  em função de  $i$ , será dado por:

$$\lambda = (i DH) / (\nu^2/2g) \quad (3.2.15)$$

Da equação (3.2.13), vem:

$$(i_f DH) / (\nu^2/2g) = 96/Re \quad (3.2.16)$$

Comparando (3.2.15) e (3.2.16) resulta em:

$$\lambda = 96/Re \quad (3.2.17)$$

Considerando as equações (3.2.16) e (3.2.17), o valor de  $K_f$  da equação (3.2.6) passará a ser:

$$K_f = (\gamma a^2) / (12 \mu) \quad (3.2.18)$$

Como na água,  $g = 1 \text{ g/cm}^3$ , e  $m = 1 \text{ cp}$ , a equação anterior fica reduzida à seguinte expressão:

$$K_f = a^2 / 12 \quad (3.2.19)$$

Essa expressão que relaciona a condutividade hidráulica de uma fratura com o quadrado da sua abertura, foi encontrada por Braester (1977), através da comparação entre a equação de Hele-Shaw e a equação de Darcy, levando em conta, ainda, a equação da conservação da massa. Nos exemplos citados por Braester (*op.cit.*), transcritos resumidamente na tabela 3.2.8, pode-se visualizar melhor a grande influência que exerce na condutividade hidráulica, a abertura de uma fratura.

**Domínio 2** - Regime turbulento em sistema moderadamente liso ( $\lambda = f(Re)$ ): sendo a rugosidade muito pequena, considera-se que haja a formação de uma camada de líquido junto às paredes da fratura, de espessura suficiente para encobrir todas as asperezas (da ordem de microns). Assim, a rugosidade não influi em  $i$  e, portanto, o sistema é hidraulicamente liso, dependendo, apenas, das propriedades físicas do fluido, de acordo com as experiências de Nikuradse.

Abertura - a (mm)	Permeabilidade - k (darcy)	Condutividade Hidráulica - K (m/s)
0,001	$\approx 10^{-1}$	$\approx 10^{-6}$
0,1	$\approx 10^3$	$\approx 10^{-2}$
1	$\approx 10^5$	$\approx 1$

**Tabela 3.2.8** - Relação Abertura/Permeabilidade de uma fratura (Braester, 1977).

“Não existe um tratamento analítico satisfatório para o problema, devido à grande quantidade de fatores aleatórios que intervêm no fluxo. O problema é bastante complexo e as fórmulas empregadas são quase todas empíricas. Em vista do caráter universal das leis de escoamento, confirmado por inúmeras experiências utilizando modelos, desde que se tome por comprimento característico o diâmetro hidráulico do conduto, podemos considerar que numa fratura, os resultados estabelecidos para condutos circulares são aplicáveis, considerando a seção transversal da fratura por meio do diâmetro hidráulico”, definido segundo a relação (3.2.10) (Quadros, 1977). Em regime turbulento (domínios 2, 3 e 4) os valores do coeficiente de atrito ( $i$ ), são determinados experimentalmente. Na figura 3.2.26, é apresentado um gráfico, transposto de Braester (*op.cit.*) no qual são representados os experimentos de Louis, Blasius e Nikuradse. Observa-se que o limite entre os regimes laminar e turbulento, expresso através do número de Reynolds, foi determinado para  $Re = 2.300$ . Duas expressões analíticas são apresentadas para configurar o coeficiente de atrito no domínio 2:

$$i = 0,316 Re^{-1/4} \quad (\text{Blasius}) \quad (3.2.20)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \quad (\text{Karman}) \quad (3.2.21)$$

**Domínio 3** - Regime turbulento em sistema intermediário ( $\lambda = f(Re, \epsilon)$ ): corresponde a um sistema de transição entre o sistema hidraulicamente liso e o sistema completamente rugoso (figura 3.2.27). De acordo com as experiências de Nikuradse, o coeficiente de atrito  $\lambda$  é influenciado simultaneamente pelo número de Reynolds e pela rugosidade relativa  $\epsilon$ . Para este domínio, é aplicável a equação de Colebrook e White:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{k/DH}{3,7} \right) \quad (3.2.22)$$

**Domínio 4** - Regime turbulento em sistema completamente rugoso ( $\lambda = f(\epsilon)$ ): para valores muito elevados de **Re** e muito altos também de rugosidade



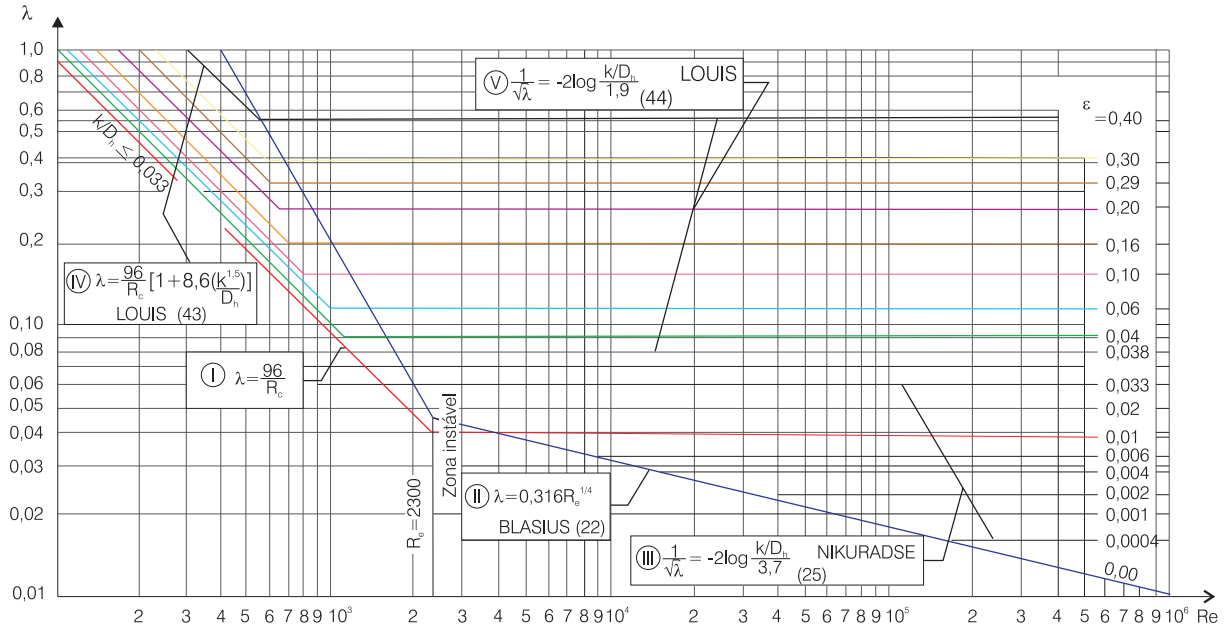


Figura 3.2.26 - O coeficiente de atrito ( $\lambda$ ) como uma função de  $Re$  para fluxo através de fraturas (Louis, 1968).

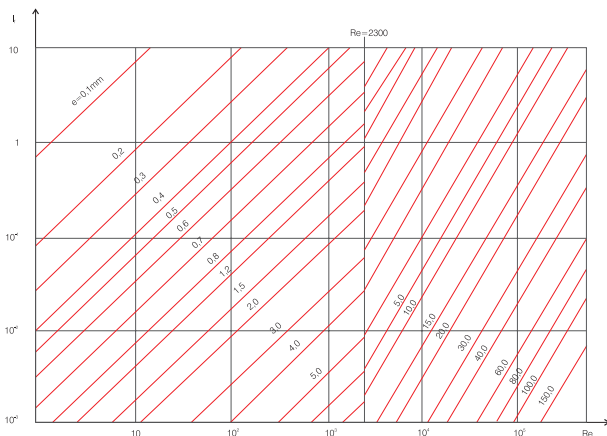


Figura 3.2.27 - Escoamento paralelo numa fratura. Escoamento laminar e turbulento em função de  $i_f$  e de  $Re$  (Louis, 1968).

relativa ( $\epsilon$ ), o coeficiente de atrito ( $\lambda$ ) depende unicamente da rugosidade relativa e independe de  $Re$ . Nesse caso, o sistema é definido como sendo completamente rugoso, uma vez que o coeficiente de atrito depende inteiramente da altura das asperezas e independe das propriedades físicas do fluido. Neste domínio, é aplicável a equação de Nikuradse:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{k/DH}{3,7} \quad (3.2.23)$$

Observa-se que para fraturas, quando  $R$  tende para zero e o valor de  $R/DH$  é muito pequeno (fratura lisa), o segundo termo da equação (3.2.22) pode ser desprezado e a Lei de Colebrook identifica-se com a Lei de Karman (3.2.21). Igualmente, para  $Re$  muito grande, o primeiro termo (entre parênteses) da equação (3.2.22) pode ser desprezado e, então, esta

equação identifica-se com a de Nikuradse (3.2.23). Assim sendo, a equação (3.2.22) reflete claramente o caráter intermediário ou transitório, do domínio que ela representa.

Louis (1968) apresenta um gráfico que simplifica bastante o problema de escoamento paralelo numa fratura, nos sistemas hidráulicamente liso, laminar e turbulento (domínios 1 e 2). A partir das equações (3.2.13) e (3.2.20), Louis elaborou um gráfico relacionando  $\log i_f$  versus  $\log Re$ , tendo como parâmetro a determinar, a abertura ( $a$ ) da fratura (figura 3.2.27). O limite entre os regimes laminar e turbulento é dado para  $Re = 2.300$ . De acordo com esse gráfico, pode-se saber imediatamente, para um dado gradiente  $i$  e um  $Re$ , se o escoamento para uma certa abertura  $a$  de uma fratura, é laminar ou turbulento.

Para o fluxo em regime turbulento (domínios 2, 3 e 4), a velocidade representada pela equação (3.2.5), passa a ser:

$$v = K'_f i_f^\alpha \quad (3.2.24)$$

onde,  $K'_f$  é a condutividade hidráulica para turbulência,  $i_f$  é o gradiente de carga hidráulica na fratura,  $\alpha$  é o grau de não linearidade (segundo Louis,  $\alpha = 0,5$  para fluxo turbulento em regime completamente rugoso e  $\alpha = 1$  para fluxo laminar).

### Escoamento não Paralelo: Fratura Plana Rugosa

Igualmente ao tratamento propiciado para escoamento paralelo, serão aqui analisados os vários domínios em que ocorre o escoamento não paralelo (o esquema é o mesmo apresentado na figura 3.2.25).

**Domínio 1** - Regime laminar em sistema moderadamente liso ( $\lambda = f(Re)$ ): para o caso presente, o valor de **C** da equação de Louis tem o seguinte valor:

$$C = \frac{g}{12\nu \left[ 1 + 8,8(R/DH)^{1,5} \right]} \quad (3.2.25)$$

Lomize, apresenta praticamente o mesmo valor de **C** de Louis, divergindo apenas na constante 8,8, para a qual ele adota o valor de 17. A vazão Q, por unidade de largura da fratura é dada por:

$$Q = K_f I_f a \quad (3.2.26)$$

Substituindo o valor de **K<sub>f</sub>**, segundo a equação (3.2.6) de Louis, vem:

$$Q = C a^3 I_f \quad (3.2.27)$$

Esta equação é chamada de “Lei Cúbica” para fluxo numa fratura. Witherspoon (*apud* Quadros, 1977) introduziu ainda um fator **f**, considerando os desvios das condições ideais assumidas na equação (3.2.6) Assim, o valor de Q, passa a:

$$Q = (C/f) a^3 I_f \quad (3.2.28)$$

Após citar os resultados obtidos por Room (1966), que comprovou a validade da Lei Cúbica para fluxo laminar em fraturas de abertura até o limite de 0,2 m, por Sharp (1970) e Sharp & Maini (1972), também comprovando a validade desta lei, Witherspoon (*op. cit.*) expôs os resultados das suas próprias experiências. Nas suas investigações de laboratório, em fraturas de tensão induzidas artificialmente em amostras de granito, basalto e mármore, Witherspoon (*op. cit.*) usou fluxo radial e retilíneo e utilizou aberturas de fraturas variando de 250 até 4 mm, com esforço normal de 20 Mpa. O fator **f** adotado em função da redução aparente de fluxo, variou de 1,04 a 1,65. Com base nas investigações realizadas, concluiu esse autor, que “a Lei Cúbica é plenamente válida, independentemente do tipo de rocha”.

**Domínios 2, 3 e 4** - Regime turbulento em sistemas moderadamente liso, intermediário e rugoso: igualmente ao caso anterior (escoamento paralelo) o problema é bastante complexo, inexistindo um tratamento analítico satisfatório para o problema. A fórmula (3.2.23) de Nikuradse, é utilizada com variação na constante empírica 3,7, que passa a ser 1,9 ou 1,24, segundo Louis e Lomize, respectivamente:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{R/DH}{1,9} \quad (\text{Louis}) \quad (3.2.29)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,55 \log \frac{R/DH}{1,24} \quad (\text{Lomize}) \quad (3.2.30)$$

## Escoamento não Paralelo: Fratura Ondulada Rugosa

Para este caso, a perda de carga é influenciada tanto pela microrrugosidade (como nos dois casos analisados), como pela macrorrugosidade (da ordem de milímetros) representada pelas ondulações das paredes das fraturas.

A microrrugosidade (*r*) é intrínseca à natureza da rocha, tendo sido já definida e analisada para o uso da fratura plana rugosa. A macrorrugosidade (**R**) é definida pelo ângulo  $\theta$  e o comprimento  $\ell_i$ , conforme pode ser visto nas figuras 3.2.28 e 3.2.29.

A perda de carga total  $\Delta H$  é composta pelas perdas de carga **H<sub>k</sub>**, provocada pela mudança de direção no escoamento (macrorrugosidade) e pelas perdas de carga  $\Delta H_A$ , devidas ao atrito viscoso ao longo dos trechos **A<sub>1</sub>-A<sub>5</sub>**.

$$\Delta H = \Delta H_K + \Delta H_A \quad (3.2.31)$$

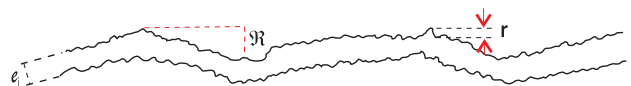
Por sua vez, o gradiente hidráulico também será função dessas mesmas componentes, ou seja:

$$i_t = i_k + i_A \quad (3.2.32)$$

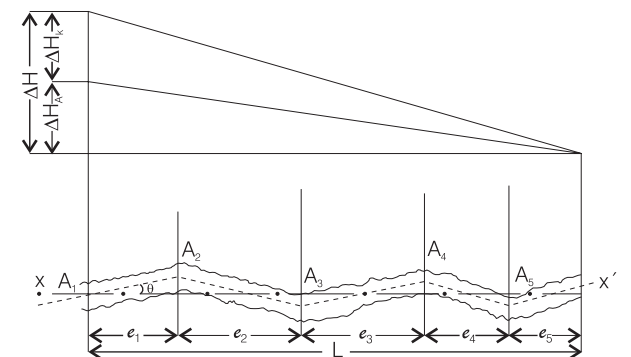
Segundo Kozeny, as perdas de carga em cada ponto de mudança de direção em um conduto, são expressas pela relação:

$$\Delta H_K = \zeta v^2/2g \quad (3.2.33)$$

onde,  $\zeta$  é um coeficiente de perda de carga (coeficiente de atrito ou de resistência ao fluxo), que depende de **Re** e dos parâmetros geométricos do conduto (segundo Louis, em geral  $\zeta < 1,2$ ).



**Figura 3.2.28** - Ilustração do conceito de macrorrugosidade (R) e microrrugosidade (r) em fratura ondulada rugosa (Quadros, 1977).



**Figura 3.2.29** - Ilustração dos parâmetros de maior influência para estudo da condutividade hidráulica de fraturas onduladas rugosas (Quadros, 1977).

Chamando de  $L_i$  o comprimento médio da projeção sobre o eixo médio de escoamento X-X', dos trechos retilíneos  $A_i-A_i$ , obtém-se:

$$l = \left( \frac{\lambda}{\cos \theta} + \zeta \frac{DH}{\ell_i} \right) \frac{1}{DH} \frac{V^2}{2g} \quad (3.2.34)$$

sendo:

$$\frac{\lambda}{\cos \theta} + \zeta \frac{DH}{i} = \lambda' \quad (3.2.35)$$

onde,  $\lambda'$  é o coeficiente de perda de carga que atua no gradiente global. Assim, o gradiente hidráulico em um conduto é expresso por:

$$l = \frac{\lambda' V^2}{DH 2g} \quad (3.2.36)$$

Apesar da semelhança dessa equação com a equação do gradiente para uma fratura plana, aqui o coeficiente  $\lambda'$  refere-se a duas parcelas de perda de carga, uma devida à mudança de direção do escoamento (correspondente, na teoria hidráulica, a joelhos ou cotovelos) e a outra é correspondente ao atrito viscoso que se desenvolve ao longo dos trechos retilíneos  $A_i-A_i$  da fratura.

### Escoamento Através de um Sistema de Fissuras

Se a geometria e as propriedades das fraturas relacionadas ao fluxo do sistema, isto é, os fatores de fricção (ou coeficientes de atrito) de cada fratura individual são conhecidos, o problema do fluxo pode ser resolvido pela prescrição das condições iniciais e de limites, de maneira similar àquela utilizada para uma rede de tubos. Como resultado, uma computação dará a distribuição e a descarga através das fraturas individuais. Esses parâmetros desconhecidos serão obtidos de equações expressando a conservação da massa nos nós da rede (figura 3.2.30), como representado na equação (3.2.37):

$$Q_1 + Q_2 - Q_3 - Q_4 = 0 \quad (3.2.37)$$

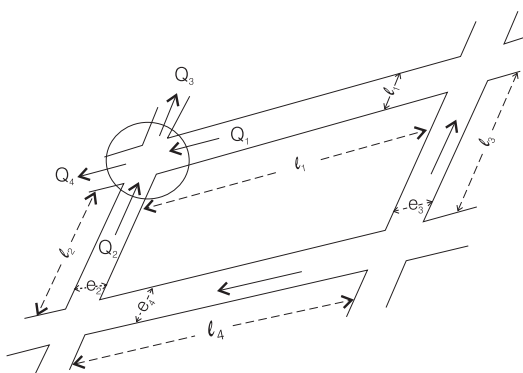


Figura 3.2.30 - Uma rede ideal de fraturas.

A condição de continuidade de pressão nos nós, isto é, sobre um circuito fechado, indica que a perda de carga total será zero:

$$L_1 i_1 - L_2 i_2 + L_3 i_3 - L_4 i_4 = 0 \quad (3.2.38)$$

Equações similares serão escritas para um sistema completo de fraturas, obtendo-se um par de equações lineares, na forma de:

$$\sum_{i=1}^n Q_i = 0 \quad \text{para cada nó} \quad (3.2.39)$$

$$\sum_{i=1}^n \ell_i i_i = 0 \quad \text{para cada circuito fechado} \quad (3.2.40)$$

Uma abordagem mais detalhada sobre o fluxo em meios fissurados é apresentada no capítulo 6.5 desta publicação.

### 3.2.7 Locação de Poços

#### Elementos a Considerar na Locação

Apesar de serem muitos os fatores que influem na potencialidade hídrica de rochas fraturadas, bem como também na qualidade da água, conforme já discutido anteriormente, nem todos devem ser levados em consideração no ato da pesquisa para locação de poços. Assim, por exemplo, quando se necessita localizar um poço em determinada região, não adianta procurar uma melhor situação em função do clima, pois este é de caráter regional e não pode ser evitado nem mudado para efeito de uma melhor locação. O mesmo poder-se-ia dizer da vegetação em linhas gerais, pois a tendência maior ou menor de desenvolvimento da vegetação é igualmente de caráter fisiográfico. Apenas pode-se fazer uso de algumas espécies, conhecidas como freatófitas, tais como o juazeiro, a aroeira, o angico, o umbuzeiro, a quixabeira, dentre outras, para encontrar, com mais facilidade, as zonas possuidoras de águas a pequenas profundidades. A presença de substâncias preenchendo as fraturas, quer por infiltração superficial, quer por ascensão de soluções mineralizantes, também é muito difícil, em geral impossível, de ser detectada antes da perfuração do poço. Restam, então, o relevo e a hidrografia, como fatores exógenos, e a constituição litológica e a estrutura geológica, dentre os fatores endógenos.

**Relevo** - admite-se que o relevo desempenha um papel muito importante na potencialidade dos recursos hídricos subterrâneos das rochas fraturadas. Assim, devem ser evitados os topos das elevações colinosas e de divisores hidrográficos (interflúvios), que proporcionam as mais baixas vazões. Também os flancos das colinas ou vertentes dos vales, sobretudo nas porções mais superiores, devem ser evitados. Finalmente, a situação mais adequada corresponde às depressões abertas e vales fluviais.

**Hidrografia** - conquanto não existam dados estatísticos da influência da hidrografia, é notória a sua participação tanto na potencialidade como na qualidade da água. O binômio estrutura-hidrografia desempenha o mais importante papel na problemática de águas do cristalino, pois a associação das zonas de fraturamento com a drenagem superficial, propicia as condições necessárias à infiltração e acumulação da água nas fissuras do maciço rochoso. A locação do poço não pode ignorar essa associação sob pena de atravessar fendas secas ou, simplesmente, não encontrar fendas, mesmo em presença de uma boa drenagem superficial. A partir desse contexto é que foi adotado o termo de riacho-fenda, que consiste em pesquisar as zonas retilíneas dos riachos, associando essa feição linear à presença de fendas ou mesmo falhas, afetando o maciço cristalino. Assim, a locação de um poço deve ser iniciada com a fotointerpretação dos riachos-fenda de uma região, procurando-se, evidentemente, identificar as direções estruturais de quebraimento do maciço rochoso. A seguir, procura-se, através de uma visita aos locais selecionados, caracterizar as feições importantes necessárias a uma boa locação do poço. Somente a visita ao local permitirá uma correta locação do poço, pois nem sempre é possível detectar na aerofoto a direção real e o sentido de mergulho das fraturas. Além de necessitar-se conhecer o sentido de mergulho, a fim de definir em qual lado do rio (ou riacho) deverá o poço ser locado, deverá também ser conhecida a intensidade do mergulho, para determinar-se a distância que deve ser tomada a partir do curso d'água. Quanto mais forte for o mergulho da(s) fratura(s), mais próximo do curso d'água deverá ficar o poço e, quanto mais fraco esse mergulho, maior a distância a ser observada. Para mergulhos sub-verticais, o poço deverá ser perfurado junto à calha do rio. Há de considerar-se, ainda, o problema da qualidade. Quando a drenagem superficial do rio principal for salinizada, como ocorre com muitos rios do Nordeste do Brasil, deve-se evitar local o poço nas suas proximidades, pois as águas infiltradas a partir da drenagem superficial já salinizada tendem a aumentar os teores de sais. Nesses casos, deve-se procurar os rios ou riachos tributários e que não sejam salinizados.

**Coberturas Diversas** - as coberturas mais comuns são as eluviões (ou regolito ou, ainda, manto de intemperismo) provenientes da desintegração ou decomposição da rocha sem processo de transporte; as aluviões, que são depósitos oriundos da erosão fluvial; e as coluviões, que são depósitos caídos pela ação da gravidade. Todas as três são caracterizadas por possuírem, em geral, reduzida espessura, podendo as primeiras, em região de clima úmido e com elevadas precipitações, alcançarem dezenas de metros de espessura. A existência dessas coberturas, sobretudo quando predominantemente arenosas, constituem excelentes veículos de realimentação indireta das fraturas.

Se a presença de cobertura apresenta uma vantagem, por aumentar a área de recarga das fraturas, possui o seu lado negativo, pois impede a identificação das zonas mais fraturadas, o sentido e intensidade do ângulo das fraturas, e sua relação com a lineação da rocha, a sua abertura e outras características que ajudam na locação do poço. A escolha de áreas com coberturas, em detrimento de outras sem cobertura, deve ser associada a outras características como: a constituição granulométrica da cobertura, evitando-se as coberturas siltico-argilosas; e o relevo, devendo-se evitar as coberturas situadas em formas topográficas colinosas ou alongadas (espigões, divisores de bacias hidrográficas etc.) ou, ainda, em bordas de elevações. No que se refere à qualidade da água, a presença dessas coberturas em áreas de climas áridos ou semi-áridos constitui, em geral, um fator negativo, pois as elevadas taxas de evaporação acarretam a precipitação de sais nos interstícios porosos dessas coberturas (constituindo até eflorescências), acarretando a salinização das futuras águas nelas infiltradas. Em regiões de clima úmido com elevadas precipitações, ocorre uma lixiviação natural dos sais, não havendo problema de salinização para as águas que percolam na cobertura com destino às fraturas do maciço rochoso.

**Constituição Litológica** - conforme já analisado no item 3.2.4, quanto mais competente a rocha, menor a intensidade de fraturamento, mas, em compensação, mais abertas são as fraturas nela existentes. Também a orientação da rocha influi na sua potencialidade hídrica, pois nas rochas orientadas (ex. micaxistos) desenvolvem-se mais planos de fraturamento do que nas não orientadas (p. ex., granitos) e nas primeiras são melhores as condições quando a orientação é planar (paragneisses, por exemplo) do que linear (ortogneisses, por exemplo). Por outro lado, a granulação dos cristais também exerce influência, pois quanto maiores e mais desenvolvidos (como no pegmatito), mais quebradiça é a rocha, enquanto nas rochas de granulação fina (granito, por exemplo) a resistência ao quebraimento é maior. Uma outra situação litológica favorável é a do contato entre duas unidades petrográficas distintas, como seja, entre um granito e um gnaisse, ou entre um migmatito e um micaxisto, dentre outros tipos. Considerando os principais tipos de rochas cristalinas (ígneas), cristalofílicas (metamórficas orientadas) e cornubianíticas (metamórficas não orientadas), a relação decrescente de potencialidade (condições de armazenamento em suas fraturas) é a que se segue:

- pegmatito;
- gnaisse, migmatitos (epibolíticos) quartzitos e cataclasitos;
- micaxistos e calcário cristalino (mármore);

- granitos, dioritos, sienitos, gabros, migmatitos homogêneos;
- ardósias, filito, sericita-xisto.

Na figura 3.2.31, a situação mostrada em A apresenta uma boa possibilidade de acumulação de água nas diáclases longitudinais e planos de estratificação ou de clivagem; em B, a situação é apenas regular e em C, a situação hidrogeológica é desfavorável.

Uma outra aplicação da associação dobramento-diaclasamento é quando os eixos de dobras estão dispostos em leque. Nas proximidades do vértice do leque, as fraturas longitudinais são fechadas. Assim, na figura 3.2.32, a área (3) apresenta muito melhores condições de locação de poços do que a área (2), enquanto esta é melhor do que a área (1).

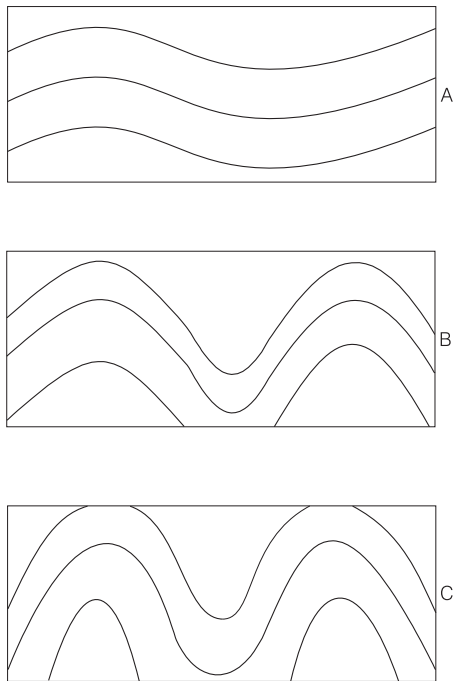


Figura 3.2.31 - Diferentes situações de mergulho de planos de xistosidade.

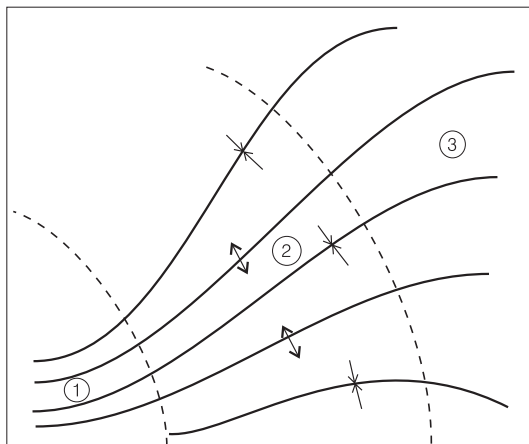


Figura 3.2.32 - Disposição em leque dos eixos de dobras.

A importância da intensidade do ângulo de mergulho dos flancos da dobra é também extensiva a toda e qualquer superfície de descontinuidade, principalmente as fraturas e falhas. É claro que, quanto mais suave for a inclinação desses planos, maiores as possibilidades de obter-se água nos seus interstícios, pelo aumento do número de fraturas interceptadas pelo poço. Admitindo um mergulho constante de um conjunto de fraturas segundo uma só direção, vamos supor, para efeito de comparação, três situações distintas, com mergulhos de 20°, 45° e 70°, supondo, ainda, que a intensidade de fraturas seja a mesma nos três casos, ou seja, com afastamento de 1 m entre cada fratura. Observa-se na figura 3.2.33 que na situação A, com fraturas mergulhando de 20°, um poço interceptaria 6 (seis) fraturas até a profundidade de 70 m. Na situação B, com fraturamento mergulhando de 45°, somente duas fraturas foram interceptadas (podendo chegar até 3, a depender do local do poço). Na situação C, com fraturamentos de 70° de mergulho, apenas uma fratura foi interceptada, podendo, inclusive, não interceptar nenhuma, a depender do local do poço.

Quanto à influência do tipo de rocha na qualidade da água, embora ainda não comprovada, existem trabalhos que relacionam a salinização com a rocha. Segundo seus autores, os micaxistos, por exemplo, são os maiores responsáveis pela salinização, seguidos, em ordem decrescente, pelos migmatitos, granitos e gnaisses.

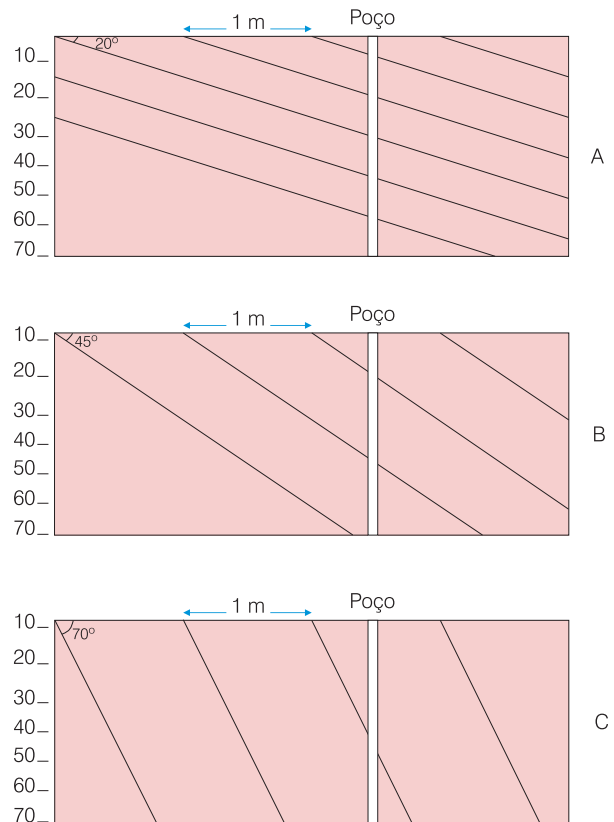


Figura 3.2.33 - Relação do ângulo de mergulho de fraturas com a interseção de fraturas pelo poço.

**Estruturas Geológicas** - conforme já visto, é o fator mais importante no problema de potencialidade da água subterrânea em rochas fraturadas. As principais estruturas favoráveis à infiltração e acumulação são as falhas, fraturas, juntas de origens diversas e planos de xistosidade e de clivagem. Dentre as falhas ou paráclases, a mais favorável é a normal ou falha de gravidade, pois, sendo originada por esforços tracionais, tende, na maioria dos casos, a propiciar maiores aberturas. Algumas vezes, entretanto, essas falhas apresentam planos muito fechados, conforme já descrito anteriormente. As falhas provenientes de esforços compressivos (falhas inversas e transcorrentes) acarretam planos muito fechados, sobretudo as transcorrentes, que são associadas a processos de milonitização e cataclase dos minerais. Em diaclasamento, destacam-se os seguintes tipos de fraturas:

- **fratura transversal** (tipo *ac* de Sander) de esforço tracional (figura 3.2.18), que em geral é a que possui melhor abertura;
- **fratura paralela ao eixo da dobra** (tipo *bc* de Sander), também decorrente de esforço tracional, na parte externa da dobra (figura 3.2.19);
- **fratura longitudinal por alívio de pressão** (também correspondendo ao *bc* de Sander) e decorrente ainda de esforço tracional, quando dos movimentos epirogenéticos positivos (figuras 3.2.20 e 3.2.21);
- **juntas de descompressão** (*sheet joints*) que se devem a processos exógenos, de alívio de pressão pela erosão superficial, acarretando, assim, esforços tracionais (figura 3.2.23).

Quanto às rupturas por cisalhamento, que tanto podem acarretar falhas do tipo transcorrente, como simples fraturas longitudinais ou angulares (tipo *hko* ou *hol* de Sander) são sempre desfavoráveis para a locação do poço, pois as suas aberturas são muito reduzidas, chegando mesmo a serem regeladas, nos casos de milonitização. Dentre as juntas de origens diversas, além das de descompressão (*sheet joints*) já mencionadas, podem ainda ser mencionadas as **juntas de resfriamento**, originadas na consolidação de rochas vulcânicas de grã fina como os basaltos. Essas juntas são, em geral, quase “soldadas”, desempenhando um reduzido papel como conduto e armazenamento da água.

Os planos de descontinuidade original das rochas metamórficas, como a **xistosidade** dos micaxistos ou a **clivagem** das ardósias, também desempenham uma certa importância, principalmente quando associados às estruturas naturais, aumentando-lhes a intercomunicação e, conseqüentemente, a permeabilidade do maciço rochoso. A percolação da água ao longo desses planos de descontinuidade original faz-se muito lentamente, muitas vezes por forças capilares, mas desempenham importante papel nos processos de decomposição química, sendo muito comum encontrar-se as superfícies desses planos completamente oxidadas ao serem quebrados e destacados.

A associação do diaclasamento com o dobramento e as descontinuidades desempenha importante papel na locação do poço. Assim, as estruturas dobradas decorrentes de esforços compressivos de elevada intensidade, acarretando mergulhos dos flancos das rochas, com ângulos superiores a 60° são, em geral, desfavoráveis, pois em tais situações as rochas adquirem maior plasticidade e menor desenvolvimento, além de possuírem planos mais fechados de descontinuidades originais. Ao contrário, os dobramentos cujos flancos apresentem ângulos de mergulhos inferiores a 30°, propiciam maiores aberturas em fraturas longitudinais (tipo *bc* de Sander) e maiores possibilidades ao longo dos planos de descontinuidade originais.

Finalmente, um outro tipo de associação estrutural importante é a hidrografia-estrutural, simplesmente designada de riacho-fenda. Essa associação estabelece a relação que deve existir entre a presença da fratura e a drenagem superficial para alimentá-la, como já mencionado anteriormente.

A locação do poço deve levar em consideração a distância da fonte de alimentação (rio ou riacho), em função da inclinação ou ângulo de mergulho do plano de fratura. Essa relação é uma função inversa, isto é, quanto maior o ângulo de mergulho, menor a distância do poço. A figura 3.2.34 mostra uma seção vertical com 50 m de distância horizontal (na superfície) por 100 m de profundidade (na subsuperfície). No vértice superior esquerdo encontra-se um riacho que alimenta fraturas de diferentes intensidades de mergulho (de 10° a 80°). Verifica-se que até a profundidade de 100 m, a fratura de 80° somente é interceptada a 10 m de distância da zona de alimentação e a de 70° é interceptada até aos 30 m de distância.

Para uma idéia mais completa, convém analisar o ábaco da figura 3.2.35, em que são mostradas as profundidades em que as fraturas são intersectadas em função do ângulo de mergulho e da distância. Assim, por exemplo, uma fratura que possui ângulo de mergulho de 50° será interceptada por um poço situado a 30 m de distância a uma profundidade de 35,7 m. Para profundidades maiores de 40 m, ou distâncias diferentes daquelas representadas nas curvas, pode-se calcular as profundidades de interseção, pela expressão:

$$p = d \operatorname{tg} \alpha \quad (3.2.41)$$

onde, **p** é a profundidade de interseção da fratura no poço, **d** é a distância do poço ao riacho (área de alimentação na superfície) e **α** é o ângulo de mergulho da fratura

Constata-se que as fraturas de ângulo de mergulho igual ou superior a 70°, somente podem ser interceptadas por poços situados no máximo a 10 m de distância (a 20 m a profundidade já seria de 55 m).

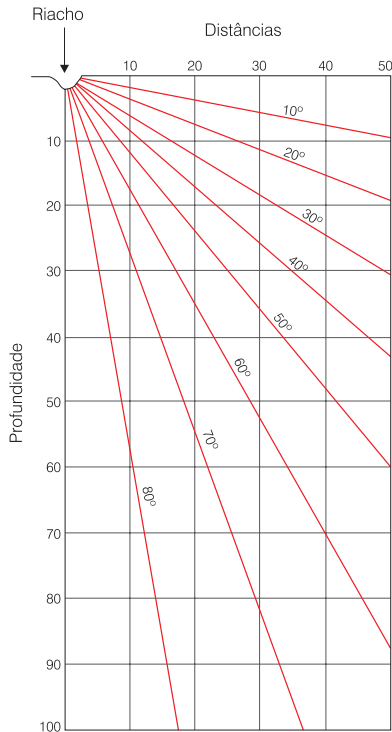


Figura 3.2.34 - Relação ângulo de mergulho de fratura versus distância versus profundidade.

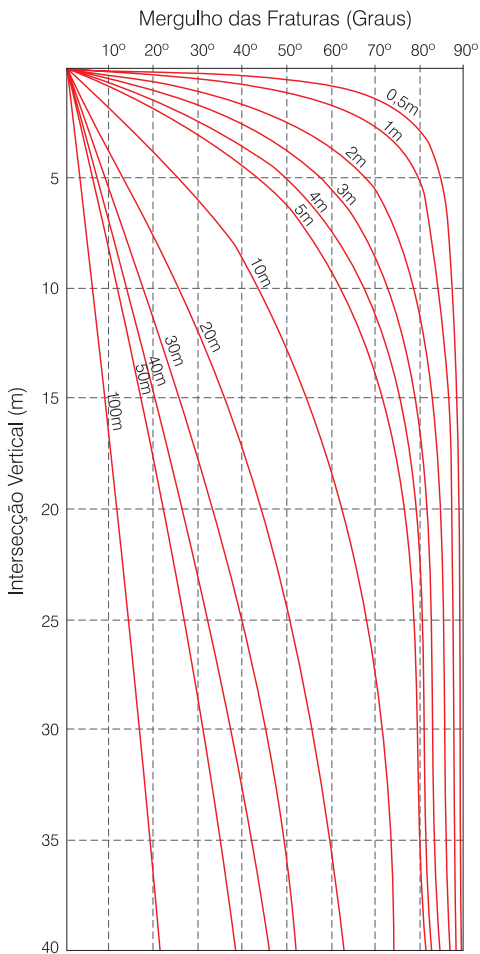


Figura 3.2.35 - Âbaco para determinação da interseção de fraturas, em relação ao mergulho das fraturas e distância do poço à área de recarga.

## Quantidade versus Qualidade da Água

Em regiões em que existem problemas de salinização de água, como no Nordeste do Brasil, o processo é bastante complexo e possui causas diversas.

É comum o fato de apresentarem-se os maiores rios do Nordeste com elevados teores de sais, acima do limite de potabilidade para uso humano e da tolerabilidade do solo para irrigação. Como exemplo, podem ser citados os rios Potengi e Ceará Mirim, no Rio Grande do Norte, e o rio Jaguaribe, no Ceará. Apesar de serem os cursos principais desses rios portadores de teores salinos mais elevados, encontram-se nos seus tributários alguns cursos de baixíssimas salinidades.

Assim, numa locação de poço no cristalino, tem-se que considerar dois aspectos como finalidade: a quantidade e a qualidade. Apesar das maiores drenagens superficiais favorecerem a realimentação das fraturas, muitas vezes tem-se que optar por cursos d'água de menor porte (pequenos riachos tributários), que oferecem menores perspectivas de volumes d'água. Esse confronto, quantidade x qualidade, não é feito apenas em termos de escolha de um vale por outro, mas, muitas vezes, quando não se tem condições de mudança de vales, a opção do riachofenda deixa de ser prioritária, procurando-se, então, local o poço na encosta do vale, onde, conforme já foi amplamente analisado, as perspectivas de boas vazões são sempre reduzidas.

Se, entretanto, a finalidade do poço for unicamente para consumo bovino, que aceita teores relativamente elevados de sais, é preferível optar-se por maior quantidade em detrimento de uma melhor qualidade da água.

## Técnicas de Locação de Poços - Metodologia e Sistemática

A locação de um poço constitui uma tarefa de extrema responsabilidade, pois dela dependerá, em grande parte, o sucesso ou insucesso da perfuração.

É preciso deixar bem claro que, por melhores que sejam as evidências superficiais, ninguém pode garantir que irá obter uma boa vazão, podendo, até mesmo, ser surpreendido com um poço completamente seco. Entretanto, é importante a aplicação de conhecimentos técnicos para situar o poço no local que reúna o maior número de características favoráveis, dentre as já analisadas anteriormente.

Desde os tempos mais remotos até os dias atuais, existem pessoas, sem qualquer conhecimento técnico, que se dizem possuidoras de dons extraordinários que lhes permitem encontrar água na subsuperfície da Terra. Além desses "advinhos", que não utilizam qualquer instrumento, existem, ainda, aqueles que usando varinhas ou pêndulos, dizem-se capazes de captar ondas eletromagnéticas e encontrar as "veias d'água". São os chamados radiestesistas ou rãdomantes.

A locação de um poço no cristalino pode ser feita utilizando-se, basicamente, uma metodologia convencional, a qual pode ser apoiada ou não por métodos geofísicos (eletromagnético - VLF e eletrorresistividade).

**O Método Convencional** - apesar de convencional pela sua constante utilização, o método nem sempre é corretamente executado, quer por não serem utilizados todos os “instrumentos” necessários, quer por mau procedimento na sua sistemática ou, ainda, por serem desprezados alguns elementos de campo indicativos de uma correta locação. Como “instrumentos” necessários a uma boa locação podem ser mencionados: aerofotos, mapas planialtimétricos e bússola. O método consiste, então, em detectar-se, através de uma análise fotogeológica e cartográfica, os melhores locais associados com as orientações estruturais, relevo e área de recarga, utilizando-se, posteriormente, as observações anotadas no campo para escolha do local mais adequado. A sistemática de locação de poço, mesmo pelo método convencional, deve ser sempre seguida em todas as suas etapas, pois, muitas vezes, a supressão de uma ou mais etapas, quer para diminuir o tempo, quer para economizar gastos, pode redundar numa má locação, com prejuízos muito maiores. A locação do poço da forma como vem sendo feita nas áreas de rochas cristalinas do Nordeste, obedece às seguintes etapas:

- análise de um mapa planialtimétrico, a fim de verificar a situação do relevo, diferença de cotas, alinhamentos regionais e a associação com a rede de drenagem;
- análise de um mapa geológico, a fim de verificar os tipos líticos que ocorrem na área, os lineamentos estruturais, tanto primários (xistosidade, clivagem, estratificação etc.), como secundários (fraturas, falhas etc.). Associando os dados do mapa planialtimétrico, procura-se estabelecer as relações entre a litologia, as estruturas, o relevo e a hidrografia;
- fotointerpretação geológica, para melhor visualizar a interação dos aspectos morfo-hidrológicos com litoestruturais, conforme já analisado nas duas etapas anteriores. Nessa etapa serão indicados vários locais para estudos de campo;
- visita de campo, para análise de cada um dos pontos selecionados na aerofoto, a fim de escolher aquele ou aqueles, no caso de ser possível local mais de um poço, que possuam melhores condições para fornecer uma boa vazão e com águas de qualidade aceitável. Para essa escolha, deverá o geólogo fazer uso da bússola, a fim de medir os mergulhos dos planos da fratura, bem como a relação entre a direção da fratura e a direção do lineamento estrutural. Em função do ângulo de mergulho, deverá medir a distância a que deve ser perfurado o poço. Deverá, também, verificar ao paladar, a qualidade da água da drenagem superficial, associada à estrutura quebrada usada

para captação (caso não haja água no rio, procurar informar-se com os habitantes da localidade). Em função da qualidade, poderá evitar as proximidades dos talvegues, optando por uma encosta (conforme já visto nas considerações sobre o relevo);

- somente após uma análise criteriosa de todos os elementos que influem na locação, efetuada para cada poço pré-indicado na fotointerpretação, é que se poderá optar pelo local ou locais mais favorável(eis) ao(s) poço(s).

**Métodos Geofísicos** - no capítulo 4.2 é apresentada uma abordagem detalhada da utilização dos métodos geofísicos na pesquisa de água subterrânea. Aqui, o autor faz menção ao método eletromagnético - VLF, em função de sua experiência pioneira na sua utilização dessa metodologia no Brasil.

O método VLF foi usado inicialmente para a locação de poços em rochas cristalinas na Suécia por Larson (*op. cit.*), um dos maiores especialistas em hidrogeologia de rochas fraturadas. O método VLF é utilizado diretamente no campo, sendo aqui tratados alguns aspectos de sua operacionalidade. O primeiro passo a ser dado é a escolha da estação emissora (em número de 11 em todo o mundo). Quando da execução de uma pesquisa eletromagnética em uma região qualquer, a escolha da estação emissora considerada como a mais apropriada depende da orientação geral do corpo a pesquisar (no caso em questão, as fraturas, falhas etc.). O condutor recebe o máximo de fluxo magnético, quando apontado na direção do emissor. O aparelho portátil GEONICS-EM permite procurar a posição do emissor. Para tanto, ele deve ser usado na horizontal e ser girado na suposta direção onde está localizado o emissor, conforme ilustra a figura 3.2.36. Portanto, a escolha da estação deve ser subordinada à direção, ou direções predominantes, que se deseja medir no campo. Para pesquisar com VLF na região Nordeste do Brasil, somente duas estações podem ser utilizadas, a NAA localizada em Cutler, Maine (EUA), e a NRA em Balboa, Panamá. Uma vez detectada a direção do emissor, procura-se estabelecer os perfis que deverão ter a direção perpendicular àquela da emissão da onda. O afastamento entre um perfil e outro, assim como a distância entre uma estação e outra em cada perfil, será função do tempo disponível e precisão requerida.

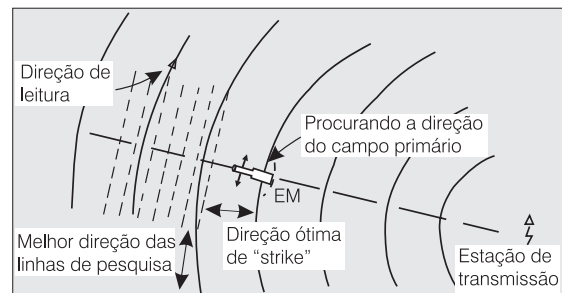


Figura 3.2.36 - Como procurar a direção da estação de transmissão.



De um modo geral, o afastamento entre os perfis deve variar entre 25 e 50 m e os intervalos, entre 10 e 20 m. Em cada estação o operador fará girar o aparelho no plano vertical até captar sinais de descontinuidade. Nesse ponto, anota-se o valor (positivo ou negativo) registrado no visor do aparelho ou armazena-se os dados diretamente em computadores portáteis. De posse de todos os valores anotados nos perfis, transfere-se esses dados para o mapa e traçam-se os perfis transversais, assinalando-se nos mesmos as direções de fraturamentos da região estudada.

Esse método é muito válido para regiões em que as rochas não estejam aflorando na superfície, devido a capeamento de solo ou vegetação.

## Falhas Frequentes na Locação de Poços

Constantemente são cometidas inúmeras falhas na locação de poços em rochas cristalinas, quer por desconhecimento dos princípios técnicos, quer por negligência no cumprimento de todas as etapas já descritas, quer por pressa para a imediata perfuração, ou ainda, nos casos mais frequentes, por mera economia, desde que a maioria das firmas particulares de perfuração de poço não dispõe de técnicos especializados em seus quadros.

Dentre as falhas cometidas, principalmente quando o poço é perfurado sem uma locação por técnicos especializados, podem ser citadas as seguintes:

**Poço locado em rochas cristalinas sem fraturas, ou com fraturas fechadas** - a maioria dos insucessos de poços em rochas cristalinas refere-se à falta de pesquisa de zonas fraturadas, com fraturas abertas e não regeladas. Nesses casos, os poços comumente são secos ou com pouquíssima água.

**Poço junto à caixa d'água ou ponto de distribuição (em geral um chafariz público)** - é freqüente a utilização do poço para o atendimento pontual através de um chafariz, que comumente é localizado numa praça urbana. Então perfura-se o poço junto ao chafariz, onde igualmente se localiza a caixa d'água. As chances de conseguir-se boa vazão nesses poços são reduzidas, de vez que, em geral, esses pontos escolhidos situam-se em locais topograficamente mais elevados.

**Poço locado junto à sede da fazenda** - normalmente o fazendeiro constrói a sua casa no ponto mais elevado da propriedade, para ter uma visão ampla da sua terra; por medida de economia, tende a procurar fazer seu poço junto à casa, para poupar os canos de adução, no caso de a perfuração ser efetuada na depressão. Este fato (poços afastados das drenagens) reduz em muito as chances de obter uma boa vazão.

**Poço locado no lado oposto ao mergulho das fraturas nas proximidades de uma zona de recarga** - quando o poço é locado unicamente na aero-foto, é comum cometer-se o engano de locar o poço no lado do rio ou riacho, oposto ao mergulho dos planos de fratura, detectados na fotografia aérea. Nesses casos, o

poço poderá dar uma vazão aceitável apenas se houver uma intensidade elevada de fraturamento e um sistema com ângulos de mergulhos em sentidos opostos.

**Distância do poço à fonte de recarga incompatível com o ângulo de mergulho da fratura** - a distância do poço para a fonte de recarga superficial (rio, riacho, lagoa etc.) deve ser compatível com o ângulo de mergulho da fratura. Se o ângulo for forte (maior de 70°) e o poço for perfurado a uma distância superior a 10 m da fonte de recarga, poderá nem chegar a alcançar a fratura, como mostra a figura 3.2.34.

**Locação exclusiva no campo, sem conhecimento das estruturas regionais** - muitas vezes a rocha não aflora na área em que se necessita de um poço e a locação é feita de maneira totalmente aleatória. Caso houvesse sido executada uma fotointerpretação, ter-se-ia detectado as direções preferenciais de fraturamento, correlacionando-as com as direções de drenagem superficial, o que permitiria efetuar uma locação melhor, mesmo na ausência de afloramentos na área interessada.

**Poço captando fratura alimentada por água superficial salinizada** - essa constitui uma das falhas mais frequentes, pela inobservância da qualidade das águas superficiais que alimentam as fraturas que se pretende captar. Se o rio ou riacho principal daquela área possui teores de sais além do desejável, deve-se logo partir para outra área, onde os riachos não sejam salinizados, pois, em geral, as águas acumuladas nas fraturas são mais salinizadas, pela concentração, do que as águas de realimentação superficial.

Além dessas, outras falhas de menor gravidade são ainda cometidas, contribuindo para uma reduzida vazão ou má qualidade da água.

## Relação Rebaixamento versus Tempo versus Vazão

O problema de quantidade de água a ser obtida num poço está relacionado com o rebaixamento disponível e tempo em que esse rebaixamento seja atingido e mantido. Essas variáveis estão intimamente ligadas ao aspecto estrutural, além da contribuição direta ou indireta de outros fatores, como o tipo de rocha, o relevo, a profundidade de captação etc.

De um modo geral, seis condições são consideradas indispensáveis para conseguir-se êxito na perfuração do poço em rochas cristalinas:

- existência de fraturamento na rocha;
- grau de abertura (intemperismo) das fraturas;
- extensão e profundidade das fraturas;
- freqüência do fraturamento;
- interconexão das fraturas;
- conexão do sistema de fraturas com zonas de recarga na superfície (rios, lagoas, capeamento permeável etc.).

Os poços perfurados em aquíferos fissurais podem enquadrar-se em um dos 10 (dez) casos a seguir descritos, considerando o aspecto estrutural e as condições supracitadas (figura 3.2.37, de A a J).

**Caso A** - o poço não penetra fraturas abaixo do revestimento (de apenas 15 m). Nesse caso, o poço não fornecerá água (poço seco).

**Caso B** - o poço penetra numa zona fraturada em que duas ou mais fraturas ocorrem a poucos metros abaixo do revestimento. É um tipo muito comum de poço. Ele pode produzir vazões de 2 a 4 m<sup>3</sup>/h durante vários minutos, até as fraturas serem drenadas. Sua vazão declinará subitamente para uma fração do seu valor total, dependendo a estabilização, da permeabilidade do manto de cobertura (saprolito e regolito).

**Caso C** - o poço penetra apenas uma fratura, bastante extensa e bem abaixo, a uma profundidade de 65 m (aproximadamente). Como no caso B, a perenização da vazão dependerá da permeabilidade do manto de cobertura e da capacidade de transmissão da fratura, desde que exista, é claro, uma fonte de recarga. Se a água é retransmitida do manto para a fratura tão rapidamente quanto é transmitida através da fratura para o poço, a vazão aumentará com o aumento do rebaixamento, até o nível d'água alcançar a fratura contribuinte. Não haverá aumento da vazão abaixo desse nível de bombeamento (nível da fratura). Porém, se a água é fornecida do manto para a fratura com velocidade menor do que aquela que é transmitida através da fratura, o nível de bombeamento mais eficiente será numa posição intermediária, entre a fratura e a base do manto (no saprolito).

**Caso D** - o poço penetra apenas uma fratura a grande profundidade (≈ 65 m), de boa abertura, porém com extensão limitada, com precária ou difusa comunicação com o manto. Assemelha-se ao caso C, porém apresenta em geral uma pseudoestabilização do rebaixamento durante o bombeamento, devido à presença de um "elevado" volume de água na fratura. À medida que a água vai sendo esgotada e a realimentação faz-se com dificuldade, recai-se no caso anterior, pela segunda alternativa, necessitando, portanto, situar-se o nível de bombeamento numa posição intermediária, entre a fratura e a base do saprolito. Esse caso induz, muitas vezes, a erros no dimensionamento da bomba a utilizar, quando o teste é feito em curto período de tempo.

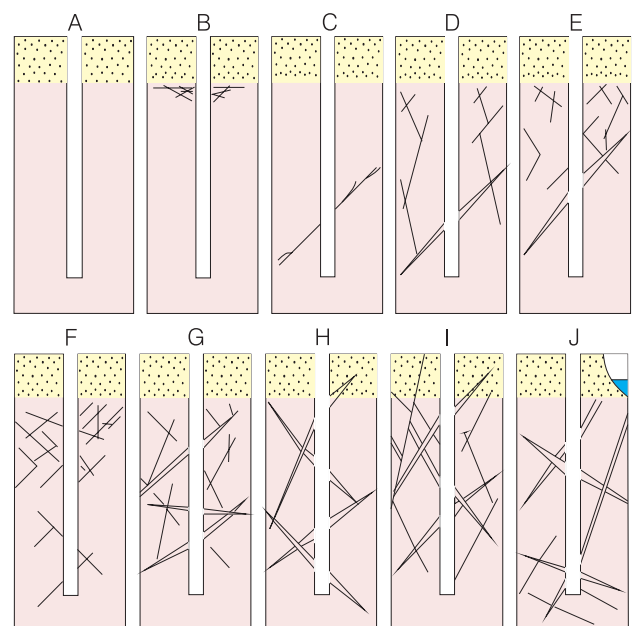
**Caso E** - o poço penetra várias fraturas, contribuindo com pequenas quantidades de água, e uma grande fratura a maior profundidade (50 m). A vazão irá aumentar com o aumento do rebaixamento, até atingir a zona de maior contribuição (no caso, aos 50 m). O mais eficiente nível de bombeamento será, provavelmente, logo acima da posição em que o poço penetrou a maior fratura.

**Caso F** - o poço penetra várias fraturas de tamanho pequeno a médio. Estas fraturas são mais amplas e mais próximas uma das outras (maior

freqüência), na parte superior da rocha fraturada. Para uma vazão estabilizada, a bomba pode ficar entre 10 a 20 m abaixo do topo da rocha inalterada (*bedrock*).

**Caso G** - o poço penetra duas ou três fraturas de boa abertura e pequena extensão, saturadas e alimentadas por fraturas pequenas a médias (em abertura), que se comunicam com o manto de cobertura. Nesse caso, o poço apresenta o fenômeno que ocorre no caso D, porém com sucessivas quedas de rebaixamento, à medida que cada uma das fraturas abertas vai se esgotando com o bombeamento. Os poços tendem a fornecer, no início da exploração, boas vazões, caindo com o tempo, que pode ser maior ou menor em função da amplitude das fraturas, distância para a zona de realimentação e dificuldades de realimentação das fraturas secundárias. O nível ideal de bombeamento é logo acima da fratura (dentre as abertas) mais superior, pois a partir daí, uma vez estabilizada a vazão, não haverá aumento de vazão com o aumento do rebaixamento.

**Caso H** - o poço penetra em várias fraturas de boa abertura, ligadas ao manto, porém preenchidas por material detrítico. A característica principal do poço é o contínuo desenvolvimento, à medida que se prolonga o bombeamento, devido à desobstrução gradativa das fraturas. O processo de desenvolvimento natural pode ser ativado com um "plungeamento" logo após a perfuração do poço. Em geral, são poços de boa produção. A vazão aumenta quando aumenta o



**Figura 3.2.37** - Diferentes situações encontradas na perfuração de um poço em rocha cristalina fraturada. A profundidade total é de 80 m (aproximadamente), com 15 m de revestimento (no manto de decomposição, pontilhado nas figuras). Os casos A e J representam as condições extremas de exploração; no primeiro o poço será seco e no segundo, as condições de exploração são as melhores (modificado de Legrand e Campbell, 1959).

rebaixamento e o nível de bombeamento pode ficar numa posição intermediária entre as primeiras e últimas fraturas penetradas.

**Caso I** - o poço atravessa várias fraturas e é influenciado por uma falha nas proximidades, que atua como uma fronteira impermeável, pois quebra abruptamente a continuidade das fraturas que alimentam o poço, provocando um efeito de depleção durante o bombeamento. No mais, apresenta um comportamento semelhante ao caso G, quanto ao posicionamento do nível de bombeamento.

**Caso J** - o poço é influenciado por uma fonte perene de recarga superficial, representada por um curso d'água. Esse é o caso mais favorável para obtenção de uma boa vazão em rocha fraturada. O nível dinâmico é estabilizado com rapidez e, devido à interconexão do sistema de fraturas, o nível de bombeamento pode descer até a proximidade da fratura principal, que recebe a contribuição da água superficial.

## A Profundidade Ideal

A determinação da profundidade ideal está relacionada, principalmente, aos condicionantes estruturais e fatores de ordem econômica.

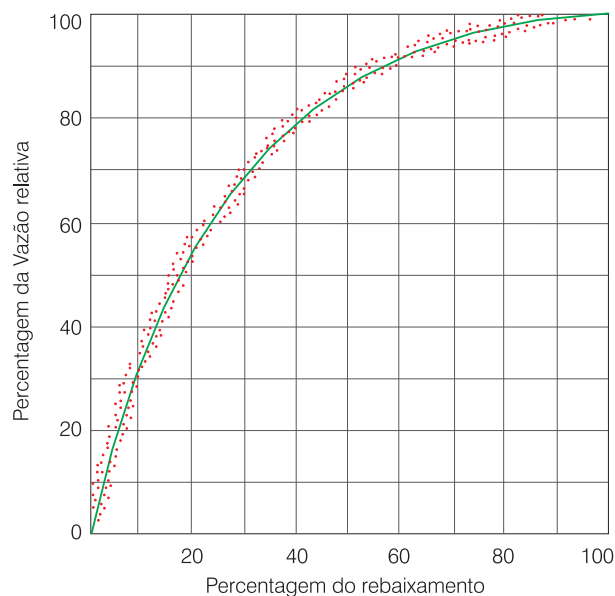
Os condicionantes de ordem estrutural dizem respeito à natureza do fraturamento, intensidade, aprofundamento (limite de extensão de fraturas abertas) etc., enquanto os fatores de ordem econômica se relacionam à demanda da água, ao custo do poço e ao metro cúbico de água bombeada.

O primeiro tipo de condicionante pode ser definido ou, pelo menos, obtido um certo grau de informações sobre ele, a partir do conhecimento do comportamento de outros poços existentes na região em questão e, ainda, das observações que requerem uma locação tecnicamente bem procedida.

Quanto ao condicionante econômico, uma análise de custos deverá ser procedida, a fim de equacionar a melhor alternativa operacional.

É sabido que mesmo em aquífero intersticial, como um arenito, em condições de não confinamento, a vazão específica ( $m^3/h$  por m de rebaixamento) diminui consideravelmente com o aumento de rebaixamento. Conforme pode ser visto na figura 3.2.38, um percentual de apenas 50% do rebaixamento máximo admitido para um poço, já proporciona 82% da vazão máxima que se pode obter. Isso implica que a partir desse percentual (50%), a vazão específica tende a cair muito mais rapidamente.

Em aquíferos fissurais, essa desproporção é justificável pelo fato de que as fraturas, a partir de uma certa profundidade, vão se tornando mais fechadas. Considerando que a vazão específica é a razão entre a vazão total e a espessura da zona aquífera, se aumentar a profundidade sem aumentar



**Figura 3.2.38** - Relação do rebaixamento com a vazão do poço.

o volume de água para o poço, a vazão específica tenderá, naturalmente, a diminuir. Um sondador experiente detecta facilmente a profundidade a partir da qual deixa de haver contribuição de fraturas, isto é, de novas "entradas d'água". Tendo perfurado uma certa metragem abaixo da última zona de contribuição, no máximo 20 m a partir dos 50 m de profundidade, sem alcançar novas fraturas, deve o poço ser encerrado, sob pena de tornar a obra antieconômica.

A profundidade ideal é, pois, variável de uma região para outra e não existem valores concretos e definitivos para delimitar essa profundidade. Apesar disso, alguns estudos e observações oferecem indicativos que parecem importantes, no sentido de fornecer uma idéia aproximada da questão.

Na tabela 3.2.9 é apresentado um resumo, de autoria de Landers & Turk (1973), sobre os vários trabalhos executados nos Estados Unidos, em que são apresentadas recomendações para a profundidade máxima de perfuração de poços no cristalino.

Custodio & Llamas (1976), embora admitam uma faixa de variação de profundidade bastante elástica, entre 100 e 200 m, fazem a ressalva de que muitas vezes se alcança o limite econômico com a profundidade de 50 m.

As observações iniciais, executadas na região Nordeste do Brasil, admitiam o limite de 80 m como economicamente desejável para os poços do cristalino, porém, em estudos mais recentes, Albuquerque (1971) e Costa (1980, 1985), admitem situar-se esse limite entre 40 e 60 m, a depender do comportamento estrutural da região.

Deve ser ressaltado que, para rochas ígneas vulcânicas (basalto, por exemplo) e metamórficas de composição calcárea (mármore, por exemplo), essas profundidades podem ser muito superiores, ultrapassando, às vezes, até mesmo os 200 m.

Referência (autor/ano)	Estado dos EUA	Tipos de Rocha	Fatores Considerados	Profundade Máxima Recomendada (m)
Ellis (1906, 1909)	Connecticut	Granito, xisto e gnaiss	Faturas	82
Meinzer (1923)	General	Granito	Faturas e regolito	100
Cady (1938)	Virginia	Metassedimento e granito		132
Dingman et al (1954)	Maryland	Granito, xisto e gnaiss	Juntas	115
Legrand (1954)	Carolina do Norte	Granito	Topografia	82/100
Fish et al (1954)	Carolina do Norte	Granito	Topografia	50
Davis & Turk (1964)	Califórnia	Granodiorito e granito	Regolito e juntas	50/82
Cushman et al (1964)	Connecticut	Metassed. e granito		66
Landers & Turk (1973)	Texas	Granito, xisto e gnaiss	Regolito e faturas	50/66

**Tabela 3.2.9** - Resumo dos trabalhos executados nos EUA sobre a profundidade máxima de perfuração de poço no cristalino (Lorders & Turk, 1973).

## Referências

ALBUQUERQUE, J. do P. T. **Inventário hidrogeológico básico do Nordeste**: folha 15, Jaguaribe-SE. Recife: SUDENE, 1971. 187 p. (Série Hidrogeologia, 32).

ASTIER, J. K. **Geofísica aplicada a hidrogeologia**. Madrid: Paraninfo, 1975. 198 p.

BARTON, N. **Description of rock masses, joints and discontinuities**. Oslo: ISRM - Norwegian Geotechnical Institute, 1975.

BENEDINI, M.; GIULIANO, G.; TROISI, S. **Alcune considerazioni sulla trattazione matematica del problema del moto in acquiferi fessurati**: geologia applicata e idrogeologia. Itália: Università di Bari, 1972. v. 7.

BRAESTER, C. **Theory of flow through fractures rocks**: International Seminar Stockholm, Sweden: [s.n.], 1977.

COSTA, W. D. Aspectos macro-estruturais que influem na hidrogeologia de rochas cristalinas fraturadas. In: SEMINÁRIO DE QUALIFICAÇÃO NO CURSO DE DOUTORADO, 1980 [Trabalhos apresentados...]. São Paulo: USP, 1980. Inédito.

COSTA, W. D. Avaliação dos critérios de locação de poços em rochas cristalinas. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS EM ROCHAS FRATURADAS, 1., 1985, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: [s.n.], 1985. p. 133-143.

COSTA, W. D. **Análise dos fatores que atuam no aquífero fissural**: Área piloto dos Estados da Paraíba e Rio Grande do Norte. 1986. 225 f. Tese (Doutorado) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1986.

COSTA, W. D. Análise dos fatores que influenciam na hidrogeologia do cristalino. **R. Água Subter.** Recife, v. 1, n. 4, p. 14-47, 1965.

COSTA, W. D. Contribuição da mecânica das rochas à evolução estrutural da Serra do Mar. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, 26., set. 1972, Belém. **Anais...** Belém: SBG. Núcleo Norte, 1972. 3 v.

CRUZ, W. B. da. **Estudo geoquímico preliminar das águas subterrâneas do nordeste do Brasil**. Recife: SUDENE, 1974. (Série Hidrogeologia, 8).

CUSTODIO, E.; LLAMANS, M. R.. **Hidrologia subterrânea**. Barcelona: Ed. Omega, 1976.

FREEZE, R. A.; CHERRY, J. A.. **Groundwater**. New Jersey: Prentice Hall, 1979. 604 p.

HONYK, W. J. **Proposta de uma nova unidade de produção de poço nas rochas cristalinas**. Recife: UFPE, 1979.

JAEGER, J. C.; COOK, N. G. W. **Fundamentals of rock mechanics**. London: Chapman & Hall, 1968.

LARSSON, I. Anisotropy in Pre-Cambrian rocks and Post-Crystalline deformations models: Lund studies. **Geografiska Annaler, Series A: Physical Geography**, Sweden, n. 38, 1967.

LARSSON, I. **Ground water in Pre-Cambrian rocks in southern Sweden**. New York: Pergamon Press, 1968.

LARSSON, I. Ground water in hard rocks. In: INTERNATIONAL SEMINAR **GROUNDWATER IN HARD ROCKS**, 1977, Stockholm, Sweden.

LEGRAND, H. **Yield of wells**: USA: Div.Mineral Resources, 1959.

- LOUIS, C. Étude des écoulements d'eau des les roches fissurés et de leurs influences sur la stabilité des massifs rocheux. **Bulletin de la Direction des Études et Recherches - EDF**, Série A, n. 3, 1968.
- LOUIS, C. **Fluxo de água a três dimensões em rochas fissuradas**. São Paulo:[s.n.], 1974 . Tradução n. 5 da ABGE
- OBERT, L.; DUVAL, W. I. **Rock mechanics and the designs of structure in rock**. New York: Wiley & Sons, 1967.
- PRICE, N. J. Mechanics of jointing in rocks. **Geological Magazine**, London, v. 96, p.149-167, 1959.
- QUADROS, E. da F. de. **Fundamentos da hidráulica dos meios fissurados**. [São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo], 1977.
- QUADROS, E. da F. de. **Determinação das características do fluxo de água em fraturas de rochas**. 1982. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1982.
- RAGAN, D. M. **Structural geology and introduction to geometrical techniques**. New York: Wiley & Sons, 1968.
- REBOUÇAS, Aldo da Cunha. **Le problème de l'eau dans la zone semi-árida du Brésil**. 1973. Tese (Doutorado) - Universidade de Strasbourg, França, 1973.
- RZHEWSKY, Y.; NOVICK, G. **The physics of rocks**. Moscou: Mir Publishers URRS, 1971.
- SEVER, C. W. Geology and ground-water resources of crystalline rocks. **U. S. Geological Survey. Information Circular**, n. 30, 1964.
- SIQUEIRA, L. **Contribuição da geologia à pesquisa da água subterrânea**. Recife: SUDENE, 1963
- ZIENKIEWICZ, C.; STAGG, K. G. **Rock mechanics in engineering practice. Division of Civil Engineering School of Engineering**. Swansea: University of Wales, 1968.



## Capítulo 3.3

## HIDROGEOLOGIA DE MEIOS CÁRSTICOS

Adelbani Braz da Silva

## 3.3.1 Introdução

O conhecimento das peculiaridades hidrológicas dos carstes vem tendo uma crescente importância, não só pelo interesse como reservatório de água subterrânea, mas, também, pela sua influência em uma série de problemas geotécnicos e ambientais. Em muitas circunstâncias, o entendimento do sistema hidráulico desse tipo de aquífero torna-se muito difícil, em vista de suas características genéticas. O principal resultado dessas características é o de que o armazenamento e a circulação das águas subterrâneas são condicionados à dissolução aleatória e ao fraturamento ou outras descontinuidades das rochas carbonáticas que, muitas vezes, são de difícil identificação. Embora existam muitas pesquisas e trabalhos em diversas regiões cársticas do mundo, os seus resultados não podem ser extrapolados ou aplicados para todos os carstes conhecidos, uma vez que as suas características geomorfológicas e hidrogeológicas variam de um lugar a outro. Assim, em cada caso estudado, devem ser adaptadas todas as técnicas de prospecção às condições locais de geologia, hidrogeologia e hidrologia. As regiões cársticas são áreas de grande interesse econômico e hidrogeológico, porque, na maioria das vezes, possuem bons solos agricultáveis, não apresentam drenagem superficial, possuem valiosas reservas de água no subsolo e têm grande importância ambiental.

## 3.3.2 Caracterização do Aquífero Cárstico

A palavra carste é utilizada para designar aquelas regiões da superfície terrestre que apresentam características especiais do ponto de vista geomorfológico e hidrogeológico, nas quais destacam-se:

- a presença de extensas zonas sem correntes de águas superficiais, inclusive em climas úmidos;
- a ocorrência de depressões, mais ou menos grandes, cuja drenagem é subterrânea;
- a existência de cavidades no subsolo (simas ou cavernas) pelas quais circulam correntes de água subterrâneas;
- pequeno valor de escoamento superficial;
- complexa circulação de águas subterrâneas tanto nas zonas saturadas como acima da superfície potenciométrica do aquífero;
- existência, normalmente, de zonas desnudas, sem vegetação;
- grande rapidez da infiltração das chuvas e outras águas superficiais;
- anomalias na direção do fluxo de água com relação ao gradiente potenciométrico regional;
- grande diferença entre a média e a mediana da distribuição estatística dos valores de permeabilidade;
- muita variação, de um lugar para outro, dos valores do coeficiente de armazenamento e da transmissividade.

Estas características são o resultado de um processo, chamado de carstificação, no qual intervêm diversos fatores geológicos. Nesse processo existe um mecanismo básico, que é a dissolução pela água de uma rocha carbonática (solúvel) fissurada. São peculiares aos carstes as entradas de águas de superfície em condutos localizados (sumidouros). Este modo localizado das infiltrações deve-se à grande variabilidade espacial da permeabilidade e da capacidade de infiltração, que é muito maior nos meios cársticos que em outros meios permeáveis. Ao contrário de uma primeira impressão, as superfícies cársticas não apresentam relevos caóticos e desorganizados de dolinas, depressões fechadas e sumidouros. Um padrão organizado e estruturalmente condicionado sempre existe em todas as superfícies cársticas, embora seja difícil a sua identificação. Estes padrões, no entanto, variam muito dentro de uma bacia hidrográfica com grande extensão, ocasionando diversos compartimentos locais. Desta maneira, tem-se diferente organização de relevo, em função dos fatores que influenciaram ou intervieram na "modelagem" da superfície topográfica atual. As unidades morfológicas permitem estabelecer diferentes estágios evolutivos do relevo cárstico partindo de uma paisagem fluvial, estruturalmente condicionada, a qual é gradativamente segmentada pela implantação de bacias de drenagem fechada, originando uma feição fluviocárstica, até a formação de um carste evoluído sem drenagem superficial e fechado.

A paisagem sobre as rochas carbonáticas é modelada, principalmente, pela água de escoamento superficial e processos fluviais normais que se adaptam aos diversos litotipos e são condicionadas à rede de fraturamento e deformações tectônicas pretéritas. Em decorrência do contínuo aumento de drenagem subterrânea e ampliação das rotas preferenciais de percolação verticais, durante o modelamento de um carste, ampliam-se as dolinas de dissolução e ocorre o início da fragmentação das linhas de escoamento superficial de uma bacia, através da instalação de divisores topográficos entre as sub-bacias (Monroe, 1974). A paisagem fluvial, gradativamente, dá lugar a depressões compostas. Com a evolução destas depressões, cresce o grau de segmentação da rede fluvial, através da instalação de novos pontos de absorção vertical, rebaixando os fundos das dolinas preexistentes e desenvolvendo divisores topográficos entre estas. Este é, sumariamente, um dos processos de esculturação de uma bacia hidrológica cárstica, a partir de uma bacia fluvial que drena rochas carbonáticas. A paisagem cárstica é tipicamente movimentada em função, principalmente, de vários fatores geológicos, destacando-se os estratigráficos, estruturais e petrológicos. Os principais fatores que determinam esta grande variabilidade no carste são os seguintes:

- a heterogeneidade da textura normalmente encontrada nas diversas camadas de rochas carbonáticas;
- as alternâncias destas camadas com outras não cársticas, permeáveis ou não;
- a anisotropia da fissuração das rochas, com a presença de fraturas, falhas e outras estruturas de quebraimento;
- as fases de carstificação pretéritas à etapa recente do atual desenvolvimento geomorfológico.

Como resultado de todos estes fatores, há uma grande heterogeneidade e anisotropia da permeabilidade, que pode alcançar, assim, um grande valor em pontos ou zonas muito localizados, o que favorece a possibilidade de infiltração pontual de correntes de águas superficiais. Esta possibilidade converte-se em realidade se a disposição do relevo, a rede de drenagem fluvial e o clima, tomados em conjunto, também forem favoráveis. O vocábulo carste é a tradução derivada da palavra da língua iugoslava *karst*, que significa campo de pedras de calcário.

### Fenômenos Cársticos

O fenômeno cárstico é o conjunto de transformações que ocorrem em uma região de rochas carbonáticas como consequência da circulação da água. Estas transformações são o que distingue o meio cárstico dos demais meios aquíferos e é o resultado da procura

natural do equilíbrio químico entre a água e as rochas carbonáticas. Neste processo de transformação, a água é o elemento ativo transitório e a rocha carbonática, o passivo permanente. Quando cessa a atividade da água, os fenômenos cársticos deixam de ocorrer e a rocha carbonática permanece passiva e sujeita a novas ações do elemento água. A ocorrência do fenômeno cárstico está condicionada à circulação e à atividade da água que, por sua vez, é sujeita a fatores geológicos, geográficos e climáticos. Esses fatores são variáveis ou cíclicos, o que provoca uma intermitência na circulação hídrica através das rochas e, conseqüentemente, uma ação descontínua nas transformações do meio cárstico. Em regiões de elevada pluviosidade (maior do que 2.000 mm/ano), onde a circulação hídrica é maior, os fenômenos cársticos são mais intensos, enquanto que em regiões de baixas precipitações pluviais, os fenômenos cársticos são menores. A distribuição anual das chuvas, climas extremados e grandes oscilações nas intensidades de chuvas também são fatores que influenciam nos fenômenos cársticos. Em regiões muito secas, com chuvas anuais inferiores a 200 mm, a circulação hídrica praticamente não existe e, também, quase não ocorrem fenômenos cársticos. Isto pode explicar, por exemplo, as diferenças dos fenômenos no carste da região de Irecê, na Bahia, com o da região de Sete Lagoas, em Minas Gerais. Como se sabe, apesar desses dois sistemas cársticos serem formados por rochas do Grupo Bambuí, com mesma idade e composição químicas, neste último a carstificação é muito mais intensa. O estudo dos fenômenos cársticos não deve ser restrito ao estudo de cavernas locais e isoladas. Deve-se entender, inicialmente, os modelos hidrogeológico local e regional atual e os pretéritos, para se reconstituir todos os fenômenos cársticos que ocorrem em determinada região. O estudo de cavernas e outras formas cársticas locais e isoladas devem apenas contribuir para a concepção do modelo hidrogeológico e, a partir daí, se entender os fenômenos cársticos existentes ou os que ocorreram.

### Geologia de Rochas Carbonáticas

As rochas carbonáticas são relativamente recentes se comparadas com as rochas silicosas que aparecem na Terra desde a sua origem. São rochas essencialmente organogênicas, principalmente os calcários, e que são quase concomitantes ao desenvolvimento biológico desde o aparecimento da vida sobre a terra. As rochas carbonáticas apareceram inicialmente no pré-cambriano, há aproximadamente 2.000 milhões de anos. Se desenvolveram amplamente no siluriano, com a formação dos primeiros recifes de corais, e se depositam até os tempos atuais. O desenvolvimento das rochas carbonáticas ocorreu, quantitativamente, de forma geométrica e hoje constitui um dos principais componentes da crosta terrestre, com cerca de 25% a 35% dos sedimentos depositados.



## Composição Química

O componente principal dos calcários é o carbonato de cálcio, cujo mineral é a calcita. Em calcários mais puros, o conteúdo de calcita pode superar os 90%. Subsidiariamente, ocorrem os carbonatos de magnésio, sílica, óxido de ferro e manganês, álcalis e outros elementos menores. Assim, além da calcita, os principais componentes das rochas carbonáticas são: dolomita, siderita, magnesita, ankerita e argila. A origem dos calcários primários (denominados de autóctones) é a precipitação bioquímica ou química de carbonato de cálcio existente na hidrosfera. A diagênese destes calcários autóctones formará os calcários metasomáticos. A fragmentação mecânica e posterior deposição das rochas carbonáticas formará os calcários alóctones (calcarenitos e outros). Os calcários alóctones também podem sofrer diagênese e se transformar em calcários metasomáticos. Quando a proporção de carbonato de magnésio supera os 40%, tem-se os dolomitos. Entre estes dois termos tem-se uma gama de rochas, em função das proporções de cálcio e magnésio, tais como calcário magnesiano ou dolomito calcífero. Quando o conteúdo de argila é elevado nos calcários, formam-se as margas. As proporções de argilas nos calcários também formam diversas rochas carbonáticas como, por exemplo, o calcário margoso ou a marga calcífera. Os calcários podem, também, ocorrer como o cimento ou componente de outras rochas sedimentares detríticas. São os arenitos calcíferos ou arenitos com cimento calcífero. Os arenitos cujos grãos são de calcários, com cimento calcífero ou não, são denominados de calcarenito e aqueles arenitos cujos grãos são de dolomitos, são os doliarenitos. Quanto à origem e à maturidade textural, os calcários podem ser classificados em micrito, biomicrito, biosparito, intramicrito, intrasparito e oosparito. Quanto à composição e origem dos seus aloquímicos, os calcários podem ser classificados, de um modo geral, de forma descritiva, como calcários intraclásticos, bioclásticos, oólitos e *pellets*.

## Processos de Sedimentação

Existem vários ambientes de sedimentação modernos que podem reconstituir os antigos ambientes formadores das rochas carbonáticas. Os principais são: depósitos marinhos de águas rasas (por exemplo, a região da Flórida/Bahamas), marinhos de águas profundas (turbiditos e depósitos pelágicos-vasas de globigerina), bacias evaporíticas (rochas caliches e calcretes), carbonatos de água doce de lagos e fontes (rochas travertinos e tufos calcários) e carbonatos eólicos (comuns na ilha de Fernando de Noronha/PE). A maior parte dos carbonatos antigos foi depositada em ambiente marinho de águas rasas, enquanto que os maiores volumes de calcários atuais são depositados em ambientes marinhos de águas profundas. Os depósitos evaporíticos, os calcários lacustres e de fontes termais, além das dunas carbonáticas, são menos importantes em volume.

## Relação entre Fraturas e Carstificação

A maioria dos carstes, em todo globo terrestre, foi desenvolvida no quaternário, durante as intensas mudanças climáticas ocorridas nesse período e aliadas aos fenômenos neotectônicos, embora existam alguns carstes mais antigos. Assim, toda a assinatura de deformações tectônicas e das disposições estratigráficas pré-existentes nas rochas carbonáticas, fatalmente influenciou nos arcabouços dos carstes. Como se sabe, a evolução das formas cársticas requer uma água ligeiramente ácida (com pH baixo), com circulação e renovação desta água. Para haver esta circulação ou percolação através da rocha, tem que existir a descontinuidade geológica de quebramento que permita a infiltração da água para o subsolo (figura 3.3.1). A conjugação desses fatores é que gera a paisagem cárstica superficial e os condutos de dissolução subterrâneos. Dessa maneira, existe uma íntima relação entre as fraturas (e outras descontinuidades geológicas rúpteis) e os processos de carstificação. Convém ressaltar, como ponto importante para a interpretação hidrogeológica dos carstes, que em primeiro lugar ocorrem as fraturas e posteriormente, a carstificação. Com isto, o entendimento ou a reconstituição dos eventos tectônicos precedentes à carstificação é a chave fundamental para o conhecimento do modelo hidrogeológico de um carste e para a proposição ou identificação da malha de ocorrência e circulação das águas subterrâneas. Secundariamente, outros fatores ou características das rochas carbonáticas também influenciam nos processos de carstificação. Pode-se destacar, entre vários fatores, o grau de diagênese, metamorfismo, estratificação, composição química da rocha (o calcário mais puro é mais solúvel), densidade de fraturamento, topografia, acamamento, teor de argila, variação faciológica, dentre outros.



Figura 3.3.1 - Sistemas de fraturas que refletem os esforços de deformação e carstificação.

## Formas Cársticas

Uma região cárstica normalmente é formada de um conjunto de fenômenos cársticos, agrupados em sistemas cársticos, que se formaram em consequência da existência de estruturas menores dominadas por fatores tectônicos, estratigráficos, faciológicos e litológicos. O conhecimento dos sistemas cársticos requer o estudo detalhado de cada um dos elementos dos fenômenos cársticos. Estes elementos são as formas cársticas. Existem, basicamente, três grupos de formas cársticas. As primeiras são as formas de absorção epigênicas, por onde ocorre a infiltração das águas no carste que irão esculpir a morfologia cárstica. As segundas são as formas de condução que são hipogênicas e por onde irão circular as águas no subsolo através das cavernas e outros condutos subterrâneos. As terceiras, são as formas de emissão por onde a circulação hipogênica retorna à forma epigênica normal através de surgências. Todo sistema cárstico, em escala local ou regional, necessariamente, terá estes três tipos de formas cársticas que formam o modelo hidrogeológico com a área de recarga, circulação e de descarga. As principais formas cársticas de absorção, encontradas na maioria dos carstes, podem ser classificadas em formas fechadas, abertas e alóctones (alógenas). As fechadas são: dolinas, uvalas, poljes, vales cegos, zonas de perdas e vales mortos. As formas cársticas abertas são: simas, sumidouros e cavernas. As formas alógenas são os vales que cruzam os carstes e cuja esculpturação independe da evolução cárstica.

**Dolinas** - são formas circulares, muito comuns em áreas cársticas originadas da dissolução de rochas carbonáticas através da infiltração de água superficial nas intersecções de diáclases (figura 3.3.2).

**Uvalas** - são coalescências de dolinas, próximas umas das outras, resultantes da evolução superficial mais rápida do que em profundidade. As uvalas tendem a formar elipsóides quando derivam da conjugação de duas dolinas. Vale ressaltar que a linha de conjugação de uvalas, normalmente, está associada à direção de fraturamento da rocha e indica a direção de circulação preferencial das águas subterrâneas.



Figura 3.3.2 - Dolina preenchida com água pluvial.

**Poljes** - são formas alargadas (vales profundos) ao longo de elementos tectônicos, com fundo plano preenchido de sedimentos e paredes normalmente elevadas e bem carstificadas. Os poljes podem ser secos, intermitentes ou permanentemente inundados.

**Vales Cegos, Zonas de Perdas e Vales Mortos** - são vales epigenéticos que deixaram de funcionar devido a uma carstificação mais profunda. Em alguns casos, eles podem ser intermitentes nas épocas de chuvas intensas.

**Simas** - são formas cársticas abertas de absorção, originadas de desabamentos de rochas em profundidade. São normalmente circulares e com paredes verticais a subverticais. Podem ser originados da evolução da carstificação de uma dolina.

**Sumidouros** - são locais de infiltração preferencial de águas superficiais nos carstes. Eles podem ser permanentes, quando absorvem as vazões de riachos, córregos e, até mesmo, de rios; acidentais, quando atuam unicamente nas enchentes das drenagens superficiais; ou intermitentes quando, "funcionam" somente nas épocas chuvosas (figura 3.3.3)

**Cavernas** - são condutos desenvolvidos horizontalmente e conectados a outras formas cársticas, principalmente as de absorção. As cavernas podem ser ativas, quando conduzem água, e mortas, quando suas condições topográficas não permitem a circulação de água.

As formas de condução das águas subterrâneas nos carstes são as mais importantes do ponto de vista hidrogeológico, tendo em vista a sua abrangência local e regional e sua capacidade de transmissão e de armazenamento de água no subsolo. Estas formas normalmente são associadas a descontinuidades litológicas ou às interferências tectônicas nos maciços rochosos. São cavernas, condutos, diáclases que aparecem isoladas ou formam uma rede interligada de condução de água subterrânea no subsolo. As formas de condução são sempre associadas às formas de absorção.



Figura 3.3.3 - Vista parcial do sumidouro do rio Peruaçu, em Itacarambi / MG.

A paisagem cárstica sempre é formada pela combinação dessas diversas formas cársticas, que são dispostas de maneira aleatória ou seguindo elementos tectônicos, estruturais, litológicos e topográficos pré-existentes (figura 3.3.4).

### Evolução da Carstificação

A evolução da paisagem cárstica sobre rochas carbonáticas sem porosidade primária (lapiáz), como já foi mencionado anteriormente, é o resultado da disponibilidade de água em movimento e do desenvolvimento progressivo de uma permeabilidade secundária. Por seu lado, o desenvolvimento de permeabilidade secundária concentra-se sobre discontinuidades geológicas presentes nas rochas carbonáticas, através da dissolução e lixiviação de minerais carbonáticos pela água de percolação ao longo destas discontinuidades (figuras 3.3.5 e 3.3.6). Assim, para definir os fatores condicionantes da permeabilidade secundária e conhecer o desenvolvimento da paisagem cárstica, é fundamental saber os tipos de discontinuidades de quebraimento presentes, o quadro geométrico destas feições e a sua distribuição espacial nas áreas de ocorrência de rochas carbonáticas solúveis.

Estas discontinuidades foram dominadas preferencialmente pela evolução tectônica da região, estratigrafia, litologias e topografia original dos terrenos. As unidades morfológicas permitem estabelecer diferentes estágios evolutivos do relevo cárstico, partindo de uma paisagem fluvial, estruturalmente condicionada, a qual é gradativamente segmentada pela implantação de bacias de drenagem fechada, originando uma feição fluviocárstica, até a formação de um carste evoluído sem drenagem superficial e fechado. A discussão sobre a ocorrência de uma fase fluvial, anterior ao desenvolvimento de um relevo cárstico,

vem desde os trabalhos de Penck (1900), Lehmann (1936) e Roglic (1960). Recentemente, segundo Ford & Williams (1989), os pesquisadores Monroe (1974), Gunn (1981) e Miller (1982) evidenciaram o processo de transformação da paisagem fluvial para a de bacias fechadas, através da reconstrução da paleodrenagem superficial sobre o carste de Porto Rico, Nova Zelândia e Belize. Ficou comprovado que essa transformação é consequência do aumento gradativo da capacidade de drenagem subterrânea em rochas carbonáticas, com o desenvolvimento de permeabilidade secundária e a evolução de dolinas de dissolução, com respectivas bacias, sobre canais e vales fluviais.

Em uma primeira fase, em função do soerguimento regional e erosão das coberturas pelíticas (se existirem, provenientes da deposição detrítica tardia sobre os calcários, cresce a interação entre água meteórica e o calcário o qual, neste período inicial, possui reduzida permeabilidade secundária. Nessas condições, pouca água é absorvida pela superfície carbonática ocasionando um lençol freático raso e o desenvolvimento de uma rede fluvial importante sobre os calcários.



Figura 3.3.4 - Formas cársticas superficiais vistas em foto aérea.



Figura 3.3.5 - Sumidouro em fraturas na rocha carbonática.



Figura 3.3.6 - Formação de dolina ao longo de fratura na rocha.

Posteriormente, com o aumento gradativo da permeabilidade secundária no pacote calcário e exposição total da sua superfície, surgem os canais de drenagem subterrânea e o maciço carbonático aumenta sua capacidade de absorção e transmissão de água superficial. Nesta fase também se desenvolvem os pontos de concentração de infiltração vertical, preferencialmente ao longo dos talwegues fluviais, onde se concentram os escoamentos superficiais. Começa, assim, a implantação da paisagem fluvio-cárstica. Em seguida, em decorrência do contínuo aumento de drenagem subterrânea e ampliação das rotas preferenciais de percolação vertical, ampliam-se as dolinas de dissolução e ocorre o início da segmentação das linhas de escoamento superficial, através da instalação de divisores topográficos entre as sub-bacias

A paisagem fluvial, gradativamente, dá lugar a depressões compostas. Com a evolução destas depressões, cresce o grau de segmentação da rede fluvial, através da instalação de novos pontos de absorção vertical, rebaixamento dos fundos das dolinas pré-existentes e desenvolvimento de divisores topográficos entre estas, atingindo a morfologia atualmente observada nas áreas de predominância de rochas carbonáticas, com depressões simples e compostas. A tendência evolutiva desta paisagem é a total obliteração de sua história passada, pois com a dissecação dos antigos interflúvios, pela implantação de dolinas sobre estes, além do processo de inversão do relevo, através da competição entre depressões, são apagadas as antigas rotas de escoamento superficial. Os cones cársticos representam testemunhos dos interflúvios hoje dissecados, e os fundos das dolinas correspondem, aproximadamente, à superfície rebaixada dos paleo talwegues dos sistemas fluviais.

Os rios alógenos desenvolvem importantes sistemas de drenagem subterrânea, com sumidouros, cavernas e condutos, em consequência da agressividade de suas águas, cujo índice de saturação em carbonato de cálcio é muito baixo. É comum a existência de vales secos que normalmente são associados a captações alógenas e aos mais desenvolvidos sistemas de cavernas. Os vales secos podem ser traçados facilmente sobre fotos aéreas. A presença de sedimentos fluviais alóctones, transportados por longas distâncias, dentro dos calcários, indica que um importante sistema fluvial precedeu os vales atualmente quase secos.

A diminuição da vazão a jusante, não somente concentrada em sumidouros pontuais, indica uma infiltração dispersa, que, por sua vez, sugere condutos cársticos pouco desenvolvidos, na maioria dos casos. Outra paisagem comum é formada pelas depressões fechadas de grandes dimensões (algumas dezenas a centenas de metros). Estas depressões são consideradas como sendo uma unidade essencial de relevo cárstico (Gunn, 1981) e exibem características muito semelhantes às de pequenas bacias de drenagem superficial. Considerando que a bacia hidrográfica é a unidade básica para investigações

geomórficas e hidrológicas do relevo, Gunn (1981), confere às depressões fechadas a mesma posição na hidrologia de sistemas cársticos autogenéticos. Assim, para caracterizar o escoamento superficial de terrenos cársticos e os mecanismos de recarga dos aquíferos associados, são fundamentais a demarcação e caracterização morfológica destas bacias fechadas.

As depressões circulares (dolinas e uvalas), ilustradas nas figuras 3.3.7, 3.3.8, 3.3.9 e 3.3.10, são formas cársticas muito comuns. Elas podem ser classificadas como depressões simples, quando a drenagem interna é pouco desenvolvida e com somente um sumidouro principal, e como depressões compostas, quando a área de drenagem é maior, com uma rede de drenagem interna complexa, múltiplos sumidouros e com a superfície interna ondulada, possuindo pontos baixos, os quais podem estar ou não associados a sumidouros. O padrão geral destas paisagens é de uma superfície ondulada, com inclinação geral centrípeta, bem demarcada em fotos aéreas e no campo. A forma planimétrica mais freqüente destas depressões é a circular ou elíptica com bordas de inclinação forte a suave. Localmente, estas formas de relevo recebem a denominação de "furados". Quando estas depressões circulares são preenchidas por solos residuais dos calcários, não se pode observar os sumidouros, mas, sim, uma ou mais áreas que absorvem águas superficiais. Esses fundos, durante os períodos de chuva intensa, formam alagamentos, que na época seca transformam-se em zonas de solo argiloso escuro e úmido. Quando o solo residual do calcário é muito argiloso, os sumidouros e canais de percolação podem ser totalmente colmatados por estas argilas, não permitindo, desta maneira, a percolação da água para o subsolo. Nestes casos, as depressões podem transformar-se em lagoas nas épocas de chuvas e de estiagens, sendo, muitas vezes, até perenes. Esta morfologia é típica de dolinas de dissolução, associadas à infiltração vertical difusa da água meteórica ao longo de fraturas e juntas alargadas. Convém salientar que o material coletado pelas depressões é enviado para o subsolo, onde são depositados nos condutos e cavernas. Este material residual poderá diminuir com o tempo, se houver mudanças nas condições de recarga das depressões ou variação na energia de transporte das águas pluviais. É comum encontrar esse tipo de material nas zonas de dissolução durante as perfurações dos poços tubulares em carstes. Esses sedimentos podem ser removidos através de desenvolvimento dos poços, mas, em alguns casos, a quantidade de material é muito grande e tal procedimento torna-se muito oneroso. Assim, é preferível "isolar" essas zonas cársticas com a colocação de revestimentos nos poços. Outro fenômeno que pode ocorrer é a "chegada" intermitente de material detrítico para dentro dos poços no subsolo, oriunda de erosão sub-superficial natural ou estimulada pelos bombeamentos dos poços. A colocação de filtros nos poços tubulares deve ser um procedimento previsto para evitar o desgaste dos equipamentos

de bombeamento decorrente deste material detrítico encontrado no subsolo do carste. Algumas dolinas ou uvalas são perenes e permanecem com água durante todo o ciclo hidrológico, normalmente, com pouca variação do nível da água entre as épocas de estiagens e de chuva. Estas formas cársticas são associadas a afloramentos do lençol freático.

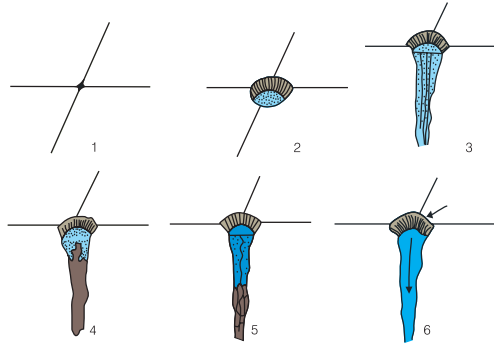


Figura 3.3.7 - Esquema de evolução de uma dolina (modificado de Lladó, 1970).

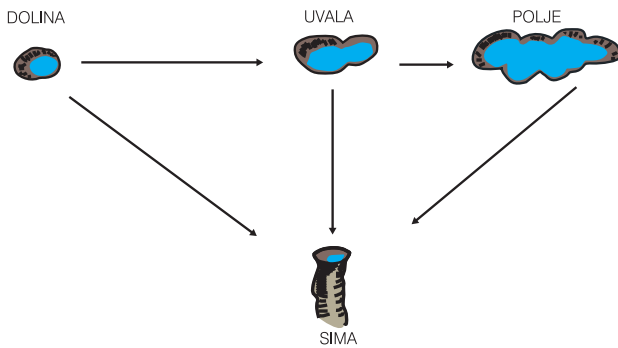


Figura 3.3.8 - Esquema da evolução de diversas formas cársticas (modificado de Lladó, 1970).

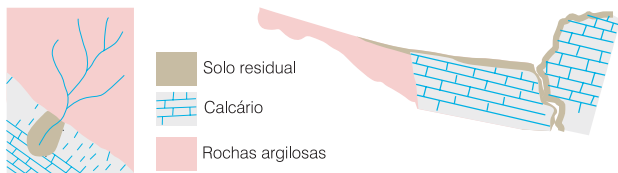


Figura 3.3.9 - Vista em planta e em perfil de um vale cego (modificado de Lladó, 1970).

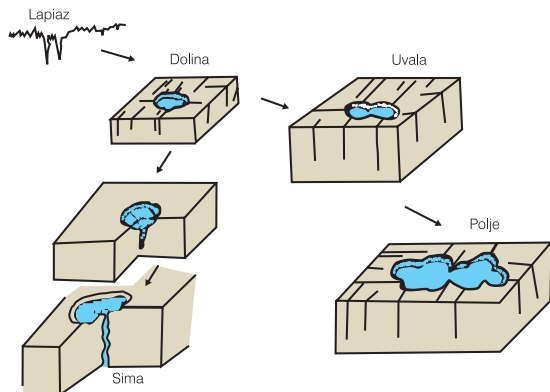


Figura 3.3.10 - Relação entre o lapiaz e outras formas cársticas (modificado de Lladó, 1970).

## Circulação de Água em Meio Cárstico

O reconhecimento atual da herança fluvial ou a reconstrução da paisagem pretérita, parcialmente preservada, permite, algumas vezes, obter o traçado aproximado da antiga rede de drenagem superficial sobre os calcários, que é uma importante informação para o entendimento do escoamento subterrâneo de hoje. Os rios alógenos (que nascem fora do carste, por exemplo, o rio Peruaçu-MG), conforme mencionado anteriormente, desenvolvem importantes sistemas de drenagem subterrânea nos carstes, com sumidouros, cavernas e condutos, em consequência da agressividade de suas águas, onde o índice de saturação em  $\text{CaCO}_3$  é muito baixo (Silva, 1973). É comum a existência de vales secos que, normalmente, são associados a captações alógenas e aos mais desenvolvidos sistemas de cavernas. Na zona de aeração do aquífero é comum a existência de aquíferos suspensos em meios cársticos (Miller, 1982). A causa principal da existência desses aquíferos suspensos é a não uniformidade da permeabilidade e a presença de aquicludes locais intercalados. As águas infiltradas descem através da zona de aeração, com predomínio da componente vertical do movimento, até encontrar um aquiclude local e formam correntes horizontais de água em cavernas suspensas. Estes “rios subterrâneos” suspensos descarregam as suas águas, de modo intermitente, através de surgências ou vão “alimentar” as zonas de saturação dos aquíferos sotopostos. Estes aquíferos suspensos podem ser somente pequenos “bolsões” de água ou formar correntes de água perenes ou sazonais. As características hidrodinâmicas dessas correntes são análogas às dos rios superficiais, salvo na presença de condutos totalmente inundados. As velocidades de circulação da água nestas cavernas são muito variáveis e dependem, fundamentalmente, da estação do ano, do traçado, tipo e gradiente dos condutos e da procedência da água.



Figura 3.3.11 - Entrada do sumidouro do rio do Cedro, Montes Claros / MG.

Na zona de saturação, a água circula através de todos os vazios das rochas (poros, fissuras, condutos, cavernas e outros) durante todo o ano. O limite inferior da zona de saturação, na maioria das vezes, não é congruente com o nível de água de um rio, lago etc, conectado ao aquífero, mas pode se estender a um substrato impermeável mais profundo (figuras 3.3.12 e 3.3.13). Sabe-se que os condutos resultam de um processo seletivo e que pode ser ampliado por dissolução de alguma fissura (figuras 3.3.14 e 3.3.15). O resultado desse processo é que torna a permeabilidade do carste variável de um ponto a outro e em diversas direções no interior do maciço cárstico (Williams, 1985). O processo de desenvolvimento de um carste normalmente vai acentuando o papel de drenos coletores de zonas localizadas (falhas ou áreas de fissuração intensa) e podem chegar a formar circulações concentradas em condutos quase independentes, cujo sentido do fluxo de água pode não ser congruente com o sentido geral do fluxo na zona de saturação, pois está determinado localmente pela distribuição da carga hidráulica dos ditos condutos.

A direção do movimento da água subterrânea nos carstes é determinada pela estrutura tectônica, pelos processos de esculturação do aquífero e a situação das zonas de recarga e descargas mais recentes (figuras 3.3.16 e 3.3.17). A velocidade da água no subsolo é muito pequena e as reservas renovam-se lentamente. A água neste tipo de aquífero sofre uma transformação considerável em sua composição química, alterando-se muito em função dos processos de dissolução (Pulido, 1978).

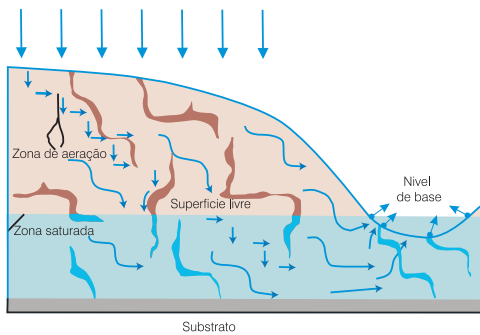


Figura 3.3.12 - Modelo de circulação de um carste (modificado de Castany, 1971).

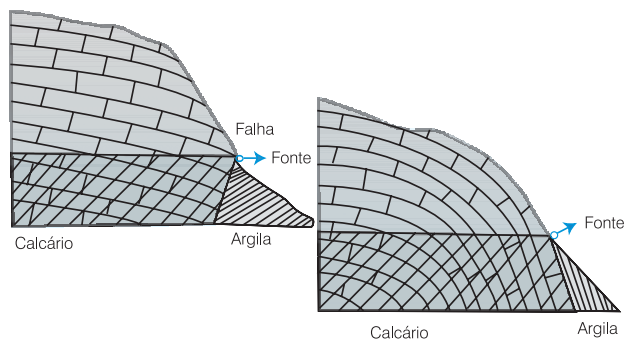


Figura 3.3.13 - Tipos de fontes naturais em aquíferos cársticos, (modificado de Castany, 1971).



Figura 3.3.14 - Surgência do rio do Cedro, Montes Claros / MG.



Figura 3.3.15 - Preenchimento de dolinas por argila alógena, Januária / MG.

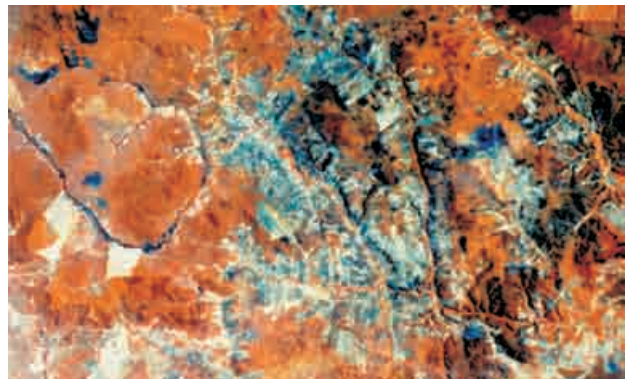


Figura 3.3.16 - Imagem de satélite do vale cárstico do rio Peruçu, Itacarambi / MG.

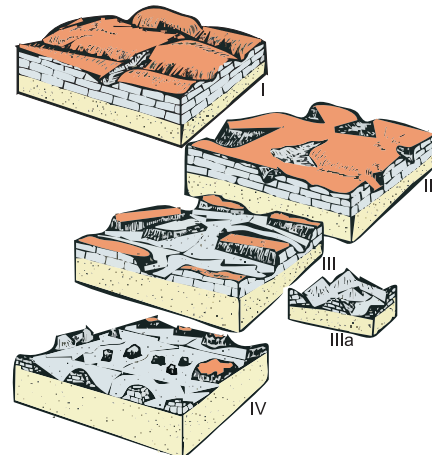


Figura 3.3.17 - Evolução de uma bacia flúvio cárstica tropical (modificado de Lladó, 1979).

### 3.3.3 Estudo Hidrogeológico em Aquífero Cárstico

Apesar das peculiaridades geomorfológicas e hidrogeológicas, o estudo dos aquíferos cársticos é fundamentalmente realizado como em qualquer outro reservatório de água subterrânea. O importante é imaginar um modelo conceitual de funcionamento do aquífero, tendo em conta estas peculiaridades que podem introduzir os fenômenos cársticos. Convém salientar, no entanto, que cada sistema aquífero cárstico possui características próprias e que modelos hidrogeológicos pré-concebidos e inspirados em outros carstes, normalmente, não são adaptáveis a todos os sistemas.

#### Levantamentos Básicos

Os levantamentos básicos são os mesmos utilizados para pesquisa em qualquer tipo de aquífero. No entanto, pode-se destacar alguns enfoques específicos para serem aplicados nos estudos dos carstes.

**Estudos Geológicos** - os estudos geológicos clássicos (estratigrafia, litologia, estrutural, tectônica e outros) permitem, em geral, definir o comportamento mais preciso das camadas de calcário. Como se sabe, nos calcários e dolomitas compactos, a situação dos condutos ou fissuras formadas pela dissolução é determinada por um conjunto de variáveis, tais como diáclases, mudanças laterais e verticais de fácies, permeabilidade inicial, evolução paleogeomorfológica etc. O estudo geológico pode proporcionar elementos e orientações interessantes sobre essas variáveis, mas, mesmo assim, estas orientações devem ser utilizadas com prudência (Braun, 1968; Dardenne, 1978; Dominguez & Missi, 1993; Moutinho da Costa & Angeiras, 1970). Para uma boa análise hidrogeológica de uma zona cárstica, o conhecimento geológico deve ser orientado para os seguintes aspectos:

- elucidar as grandes estruturas geológicas regionais preferentemente com uso de blocos diagramas em três dimensões, (Silva e Escodino 1980);
- determinar o conteúdo não solúvel ou solúvel dos principais tipos de rochas;
- realizar uma cartografia de detalhe, com ênfase nos afloramentos de rochas carbonáticas e presença de materiais grosseiros;
- analisar a presença de variações faciológicas, variação da granulometria, presença de argila e outras, a partir de observações de campo e de dados de poços que ocorram em zonas calcárias.

O conhecimento da disposição das camadas calcárias, nos afloramentos e em profundidade, é muito importante, não só para determinar as dimensões geométricas e a posição do reservatório subterrâneo,

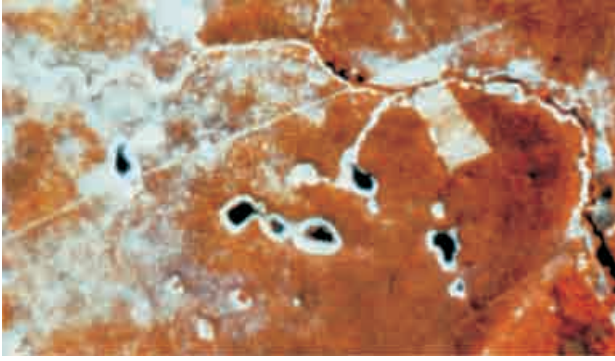
mas, também, para conhecer a paleogeografia ou a história dos eventos geológicos que agiram sobre as camadas e que podem ter influenciado notavelmente no aumento ou na diminuição de porosidade e permeabilidade primária das rochas carbonáticas. A geofísica é uma ferramenta que em alguns casos também pode ser aplicada no estudo dos carstes (Astier 1975; Escodino & Silva, 1980). Esta ferramenta auxiliar de pesquisa não deve ser considerada como uma panacéia (ver detalhes no capítulo 4.2).

**Estudos Geomorfológicos** - o processo de carstificação tem uma grande influência na evolução geomorfológica. A forma do carste atual é o resultado do desenvolvimento das formas cársticas, através de vários processos, em etapas anteriores. Assim, o estudo geomorfológico deve ser orientado no sentido de reconstituir-se a evolução cárstica da área. A elaboração de um mapa geomorfológico é fundamental. Este mapa deve conter, essencialmente, a drenagem superficial, as unidades geomorfológicas, o cadastramento das formas cársticas e os declives topográficos. Na interpretação dos mapas geomorfológicos, devem ser ressaltados os seguintes aspectos:

- variação de características do solo quanto à permeabilidade, através de um estudo da densidade de drenagem;
- zonas de recarga e descarga do aquífero;
- circulação preferencial da água subterrânea;
- análise morfométrica das bacias hidrográficas.

**Fotogeologia** - a utilização de fotos aéreas e imagens de satélites tem por objetivos principais definir: a natureza litológica da área, as formas estruturais existentes, a natureza da vegetação, a densidade de drenagem e estudar as formas de relevo. Devem ser utilizadas fotografias aéreas convencionais, em escala adequada, fotografias aéreas infravermelhas, imagens de radar e imagens de satélite, figuras 3.3.18 e 3.3.19. É importante um reconhecimento de campo dos fotolineamentos interpretados. Se possível, as fraturas principais devem ser separadas das secundárias, como também aquelas com deslocamentos e sem deslocamentos ou as fraturas abertas das preenchidas. Além do estudo das fraturas, uma ênfase especial deve ser dada ao estudo das dolinas e outras formas cársticas. Neste estudo deve-se identificar as formas geométricas das dolinas e o seu tipo de preenchimento, como também deve ser verificada a presença de afloramentos de calcários nas áreas próximas. Além disso, devem ser observadas as relações entre as dolinas e as lineações.

**Hidroclimatologia** - considerando que a infiltração, circulação de água, presença ou ausência de solos e vegetação nos carstes está intimamente relacionada com o clima, é muito importante o manejo dos dados



**Figura 3.3.18** - Alinhamento de dolinas visto em imagens do satélite Landsat, carste do Jaíba / MG.



**Figura 3.3.19** - Área com dolinas visto na imagem do satélite Landsat, Monte Azul / MG.

hidroclimatológicos, principalmente quando estes dados são utilizados para o balanço hídrico com fins de planejamento de exploração do aquífero. Deve-se realizar o balanço climatológico com as médias mensais e também mês por mês, durante o período mais longo possível, de preferência com 10 a 20 anos, para ver as variações de um ano para o outro. Determinar os excedentes de cada mês, de cada ano e os valores médios. Comparar se os valores médios, deduzidos dos valores mensais, são razoavelmente semelhantes àqueles deduzidos a partir de dados médios.

**Hidrologia de Superfície** - as relações entre os rios de superfície e os aportes de águas subterrâneas que eles recebem dos aquíferos cársticos dependem das condições climatológicas, geográficas e geológicas. Por outro lado, nos carstes, as águas infiltradas no subsolo pela absorção do escoamento superficial podem voltar à mesma bacia hidrográfica, mais a jusante, ou desviar-se para outra bacia hidrográfica ou outros aquíferos. No estudo hidrológico de bacias em áreas cársticas devem ser realizados, basicamente, os seguintes trabalhos:

- reconhecimento geológico de detalhe;
- instalação de estações fluviométricas provisórias com leitura freqüente ou com linígrafo;

- comprovação dos divisores da bacia hidrográfica;
- verificação da congruência entre os divisores da bacia hidrográfica com os da bacia de água subterrânea;
- instalação de uma estação meteorológica temporal composta de aparelhos simples (pluviômetros, pluviógrafos, termógrafos, psicrômetro e, se possível, tanque de evaporação) em lugar representativo;
- inventário de detalhe das ocorrências de derivações dos cursos de água, irrigação e retornos, além de poços e zonas encharcadas;
- cartografia da vegetação;
- controle de variações de nível de água em poços existentes.

**Inventário de Pontos de Água** - o inventário de pontos de água deve ser o mais completo possível, incluindo veredas, lagoas, fontes, zonas pantanosas, poços tubulares, poços manuais e poços abandonados ou fora de uso. Estes poços fora de uso podem ter um grande interesse para a rede de observação da superfície do lençol de água subterrânea. Após o processamento e análise dos dados do inventário, deve-se fazer uma seleção de poços, distribuídos estrategicamente, para que possam ser efetuadas as medidas periódicas de níveis piezométricos e para a colocação de linígrafos de medidas contínuas de nível de água.

### Estudo com Técnicas Convencionais

Após os levantamentos dos dados, procede-se à sua seleção e interpretação com as técnicas hidrogelógicas usuais, visando adquirir informações sobre as características do aquífero. Alguns pontos relevantes destas técnicas nos estudos dos carstes são destacados a seguir.

**Geohidroquímica** - a interpretação das análises químicas das águas deve ser feita tendo em vista os seguintes objetivos principais:

- definir as características e evolução das águas dos rios;
- determinar a origem da mineralização e do movimento das águas subterrâneas;
- definir as possíveis relações rio-aquífero;
- avaliar a recarga dos aquíferos por infiltração profunda das águas de chuva;
- fazer o balanço hidroquímico através do ion cloreto da chuva e da água subterrânea.

Estas técnicas qualitativas, que em determinadas circunstâncias podem transformar-se em semiquantitativas, têm um caráter convencional e não devem ser utilizadas isoladamente para elaborar modelos de funcionamento de aquíferos.



**Estudos Potenciométricos** - os estudos potenciométricos são essenciais para a compreensão do funcionamento dos sistemas aquíferos e para poder efetuar qualquer comparação posterior entre métodos ou técnicas de prospecção empregados nas pesquisas hidrogeológicas. A superfície potenciométrica deve ser construída a partir dos dados do inventário. É importante observar, durante as interpretações, os seguintes fatos:

- nos locais próximos às descargas naturais de água, os níveis piezométricos podem crescer com a profundidade;
- é possível que em algumas zonas os níveis apresentem anomalias, se o fraturamento das rochas tiver um desenvolvimento pequeno. Por outro lado, é possível que existam pequenas variações de nível de uma zona permeável para outra, dependendo das condições particulares de recarga, descarga e intercomunicação de camadas portadoras de água;
- em áreas em exploração de água subterrânea, podem aparecer depressões que devem ser interpretadas com cuidado;
- os mapas das superfícies potenciométricas, construídos com dados de períodos secos, podem ser muito diferentes daqueles de período úmidos;
- a análise das oscilações dos níveis da superfície do "lençol" de água subterrânea pode ser útil para determinar os efeitos de recarga e descarga do aquífero e a variação do armazenamento de água; pode-se, também, calcular a relação T/S, a partir da curva de recessão dos níveis piezométricos medidos, como também da curva de recessão de vazões de fontes naturais ou da relação rio-aquífero.

**Determinação de Parâmetros Hidrogeológicos** - apesar dos sistemas cársticos não satisfazerem totalmente às condições de aplicação das equações de Theis ou de Jacob (capítulo 6.4), é possível, em alguns casos, determinar os valores de transmissividade e do coeficiente de armazenamento, a partir de testes de bombeamento, utilizando-se estas equações. Deve-se ressaltar que estes parâmetros do aquífero não devem ser extrapolados para qualquer ponto, principalmente em grandes áreas. Os valores encontrados são representativos apenas para as condições ao redor do poço testado. As curvas obtidas em testes de bombeamento refletem normalmente os fenômenos de barreiras geológicas ou de recarga do aquífero. Este fato é atribuído como sendo decorrente do próprio sistema cárstico que é descontínuo, com intercomunicações dos diversos subsistemas fissurais que, por sua vez, são caracterizados por uma forte permeabilidade vertical. Numa amostra estatística destes parâmetros, deve-se sempre considerar o valor modal como sendo o mais representativo do aquífero cárstico. A média pode estar assimétrica e não ser representativa do parâmetro mais comum do aquífero.

**Isótopos Ambientais** - os isótopos ambientais que estão envolvidos no ciclo hidrológico vêm sendo utilizados, nos últimos anos, como traçadores naturais nos estudos dos recursos hídricos subterrâneos de carstes (Plata, 1972). Os principais isótopos utilizados são o deutério, oxigênio-18 e o trício (Plata & Silva, 1980). Os dois primeiros são estáveis e encontrados em todas as águas, em proporções que variam de acordo com suas origens. O trício é radioativo e produzido na atmosfera por radiações cósmicas ou, mais recentemente, pelas explosões termo-nucleares (bomba de hidrogênio). A sua concentração nas águas subterrâneas varia com a idade das mesmas ou por contaminação das explosões termo-nucleares. Como a distribuição dos isótopos estáveis de deutério e oxigênio-18 depende das circunstâncias hidroclimatológicas na atmosfera e não de reações no terreno, o seu estudo oferece um caminho mais fácil para a interpretação, que os íons de elementos químicos dissolvidos na água, ainda que perdendo parte da informação sobre o movimento no terreno. Assim, estes traçadores são complementares aos estudos hidroquímicos, além do que podem ser comparados, também, a outros parâmetros, tais como tipo de fluxo nos poços, profundidade das fendas, salinidade das águas e outros (Bedmar & Silva, 1980). O trício, como é radioativo, permite determinar o tempo médio de residência da água no aquífero. Para a interpretação das análises isotópicas das águas subterrâneas, é necessário o conhecimento da composição isotópica das precipitações locais, cujos dados existem na rede mundial de observação isotópica. É possível calcular o valor médio provável de deutério e oxigênio-18 nas águas subterrâneas provenientes das infiltrações de precipitações, levando-se em conta os valores ponderados médios anuais da área em estudo. Maiores detalhes sobre a aplicação de isótopos em estudos hidrogeológicos são apresentados no capítulo 4.3.

**Traçadores Artificiais** - o estudo dos fluxos existentes no interior dos poços permite obter informações sobre a velocidade da água no aquífero não perturbado por bombeamento e, portanto, sobre o esquema geral de fluxo do mesmo. Por outro lado, permite determinar a locação dos níveis permeáveis nas diferentes áreas do aquífero e identificar zonas de recarga e descarga. A perfuração de poços com traçadores é um ensaio de tipo local e os seus resultados não podem ser extrapolados para todo o aquífero, a menos que se disponha de ampla informação da homogeneidade do sistema ou que se realizem ensaios em um elevado número de poços, para que os resultados possam ser considerados como representativos. O traçador usado para estes ensaios pode ser radioativo (bromo 82, iodo 131 e outros), com medidas através de detectores *Geiger-Müller* ou cintilômetros, ou traçador químico (NaCl), com medição da condutividade elétrica da água (Silva e Escodino, 1980). O trício artificial também é usado para medir o coeficiente de infiltração de água no solo.

## Processamento de Dados

Com base nos dados obtidos e interpretações realizadas nas etapas anteriores, é possível elaborar hipóteses e testar modelos de funcionamento do aquífero, a fim de estabelecer-se as suas condições de exploração e planejar a utilização dos seus recursos hídricos (Cruz & Silva, 1980). Na definição do modelo de funcionamento do aquífero, procura-se delimitar zonas homogêneas (sub-bacias hidrogelológicas) e analisar e definir as suas condições de recarga, circulação, armazenamento e descarga. O planejamento de utilização dos recursos hídricos tem o objetivo de definir linhas de exploração racional do aquífero para a demanda requerida.

## Estudos Especiais

Em muitas circunstâncias, a aplicação de técnicas convencionais no estudo de um carste não é suficiente para caracterizar o sistema hidráulico desse tipo de aquífero. Assim, pode-se utilizar algumas técnicas especiais que auxiliam ou complementam os estudos ou hipóteses de trabalho. A utilização de imagens de satélite é uma dessas técnicas especiais. A interpretação automática de imagens de satélite em microcomputadores, através de sistemas interativos, permite a execução de uma série de operações. Esses sistemas possibilitam a realização de realces de imagens que melhoram a visualização da área estudada. Dentre estes realces podem-se destacar: ampliações (zoom), composições de cores, realce de bordas, multiplicações ou divisões por fatores preestabelecidos, operações de canais do satélite, rotação espectral, filtragens digitais, classificação de alvos e outros (maiores detalhes no capítulo 4.4).

Outra técnica especial é a análise estatística de parâmetros através de superfícies de tendência. A análise de superfícies de tendência estatística consiste em comparar modelos matematicamente definidos (polinômios ou séries duplas de Fourier) com o comportamento regional (tendências) das variáveis de interesse para o estudo do aquífero. Os produtos desse processamento são os mapas de isovalor e os mapas de resíduo (diferença entre os valores observados e os do modelo). Estes mapas podem ser usados para identificar ou analisar as áreas anômalas do aquífero. O objetivo principal dessa análise de superfícies de tendência é de se procurar relacionar (correlacionar) as variáveis de interesse, dentre as quais destacam-se:

- linhas de fraturas (fotolineamentos);
- densidade de dolinas (relação entre a área das dolinas que correm em uma malha preestabelecida e a área desta malha);
- densidade de fraturas (relação entre o comprimento das linhas de fraturas que ocorrem dentro de uma malha preestabelecida e a área desta malha);

- congruência de dolina-fratura (número de dolinas controladas por fraturas ou a elas relacionadas dentro de cada malha);
- dados de poços (vazão específica, vazão específica por metro de penetração no aquífero, transmissividade, coeficiente de armazenamento e outros);
- parâmetros químicos da água (dureza, condutividade elétrica, cloreto, resíduo seco, em alguns casos, o sulfato e outros);
- dados topográficos (altitudes de pontos, níveis potenciométricos e outros);
- densidade de drenagens superficiais (relação entre comprimento de drenagem e a área da malha preestabelecida).

Todas estas superfícies deverão ser comparadas para investigar-se as possíveis correlações entre as diversas variáveis.

## Estudos de Casos

O estudo do carste do norte mineiro (região de Montes Claros/Janaúba/Jaíba/Januária), durante vários anos, permitiu o conhecimento do funcionamento regional e local do aquífero e propiciou a exploração das águas subterrâneas de maneira mais racional e com menor custo. Conforme mostra a figura 3.3.20, as rochas pelíticas e carbonáticas do Grupo Bambuí são recobertas por rochas sedimentares detríticas do cretáceo e do quaternário e são bordejadas por rochas que constituem as faixas de dobramentos geológicos desenvolvidos durante o ciclo geotectônico Brasileiro, em decorrência de processos pós geossinclinais no Ordoviciano.

A seqüência de rochas do Grupo Bambuí, por outro lado, foram depositadas sobre rochas graníticas gnáissicas do cráton do São Francisco, que é uma plataforma rígida, cujo embasamento teria se consolidado em tempos pré-brasilianos. Segundo Almeida (1977), as deformações geoestruturais que se observam na cobertura brasileira sobre o cráton são reflexos da tectogênese das faixas marginais de dobramento. As rochas do Grupo Bambuí, na região em questão, foram submetidas a esforços tectônicos oriundos das faixas de dobramentos Araçuaí, a leste, e Brasília, a oeste, conforme mostra a figura 3.3.21. Estas faixas apresentam dobramentos lineares holomórficos e grandes falhamentos inversos, num conjunto estrutural que manifesta acentuadas vergências em direção ao cráton. Tais vergências resultaram num transporte tectônico em direção à região em apreço, através de esforços de compressão sobre as rochas da cobertura do cráton (Grupo Bambuí). A faixa Araçuaí provocou esforços que agiram segundo uma direção geral, variando de aproximadamente N50 a 60W, e a faixa Brasília, segundo N30 a 40E. Estes esforços provocaram deformações e rupturas na cobertura, originando dobramentos, principalmente nos pelitos, nas partes próximas às bordas do cráton. Em direção

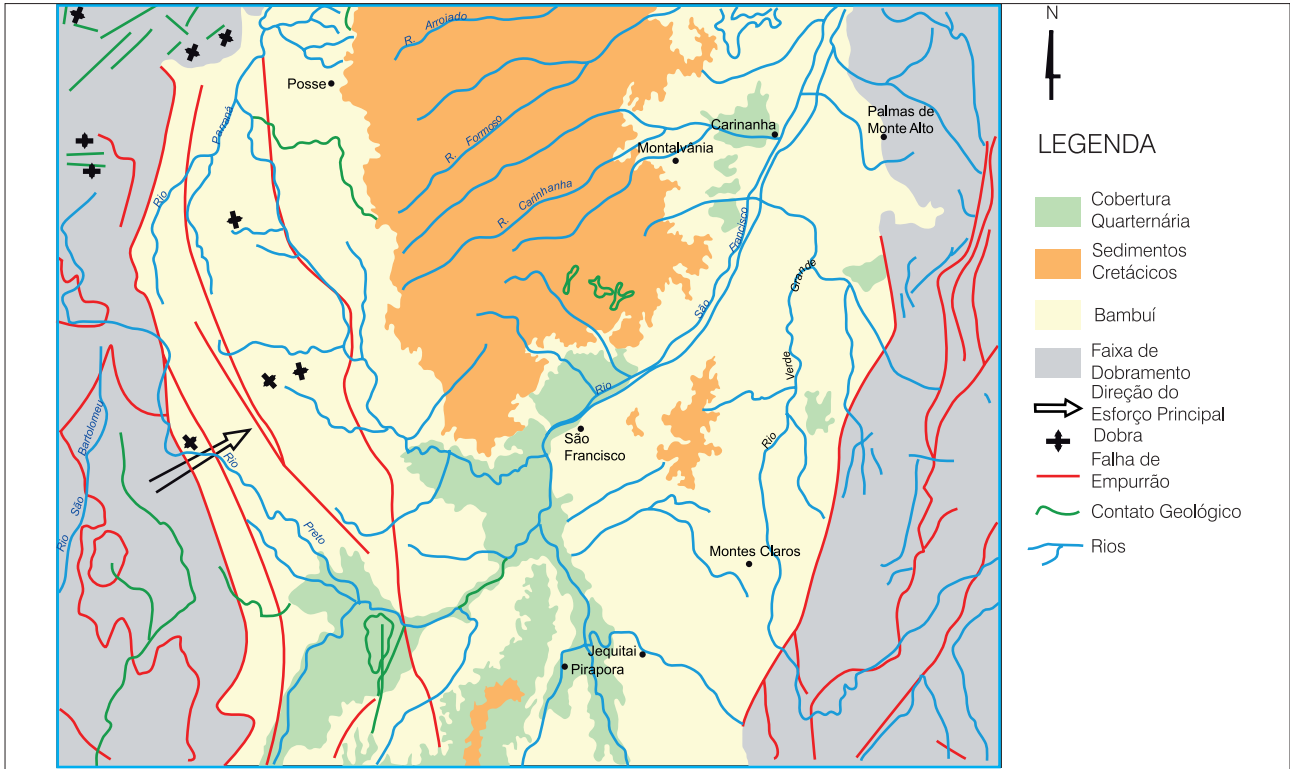


Figura 3.3.20 - Geologia do carste da região do norte de Minas Gerais (modificado de Silva, 1984).

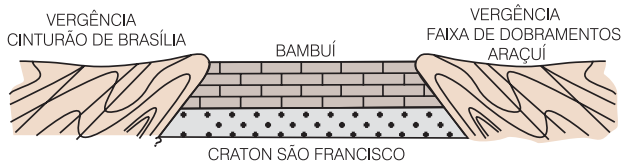


Figura 3.3.21 - Esquema de deformação do Grupo Bambuí, norte de Minas Gerais (modificado de Silva, 1984).

ao interior da bacia Bambuí, todavia, as camadas tornam-se pouco perturbadas, dispendo-se, de forma subhorizontal, em vastas extensões. Assim, o cráton comportou-se como "substrato indeformável" a estes esforços marginais, evitando grandes movimentações tectônicas do Grupo Bambuí. Conseqüentemente, tem-se um modelo de deformação simples onde não devem ser esperados grandes falhamentos transcorrentes. Do exposto e com as observações de campo, verifica-se a existência de duas direções principais de esforços de deformação na região: N60W e N30E. No modelo de deformação teórico, o maior esforço seria oriundo da vergência da tectogênese e o menor seria o esforço horizontal. Não existiram condições de cisalhamentos marcantes, conforme explicado anteriormente. Como o calcário é uma rocha rúptil, os esforços de compressão das vergências provocaram as rupturas de distensão, mais abertas, e, secundariamente, fraturas longitudinais aos esforços e poucas de cisalhamento. Como os esforços das duas vergências tectônicas (Brasília e Araçuaí) são perpendiculares entre si, tanto as fraturas de distensão como as de compressão são abertas e importantes para a hidrogeologia.

Nas porções mais orientais da região predominam as direções N60W da faixa de dobramentos Araçuaí e nas ocidentais, as N30E da faixa Brasília. O relevo atual e o carste são recentes e foram instalados sobre esta configuração geoestrutural pré-existente, que condiciona a drenagem e a circulação de água subterrânea, tendo como nível de base regional o rio São Francisco. Não há indícios de reativação tectônica recente na região. Tudo isto indica que o reconhecimento do funcionamento hidráulico do carste passa primeiro pelo estabelecimento do modelo geoestrutural da região, isto é, existiam as fraturas e somente depois a dissolução das rochas carbonáticas se processou. Em vista do modelo geoestrutural e da evolução cárstica do aquífero, descritos anteriormente, pode-se concluir que as direções dos fluxos das drenagens subterrâneas do aquífero são congruentes com as das drenagens superficiais intermitentes ou mesmo as perenes, salvo raras exceções locais.

Um outro caso é o da mineração Pedra do Sino, no município de Cirandai/MG, que está estudando sua mina de calcário com vistas ao conhecimento hidrogeológico local e regional. O primeiro passo foi a elaboração do modelo hidrogeológico da área. O mapa geológico elaborado no âmbito deste estudo e o estudo hidrogeológico realizado mostram que o calcário da formação Prados (material lavrado) está delimitado ao norte e nordeste por rochas do complexo basal pouco permeáveis. Nas porções oeste e sul são sobrepostos pelas rochas pelíticas, também pouco permeáveis, da formação Barroso. Assim, aparentemente, não existe nenhum "alimentador" regional externo de água

para o aquífero, além da infiltração pluvial e fluvial locais. Por outro lado, as deformações tectônicas que atingiram os calcários, fazem parte do último evento e são diferentes das registradas no complexo basal, sugerindo, desta maneira, que não existem grandes falhamentos conectando este complexo aos calcários por onde poderia haver uma “descarga” profunda de água dos calcários para o complexo basal. Desta maneira, o complexo basal seria um limite impermeável do aquífero cárstico. O único ponto de descarga do aquífero cárstico, aparentemente, seria superficial para o córrego Frio, onde o fundo do seu vale (esculpido no complexo basal) está em topografia mais elevada do que os calcários. Não há evidência de carstificação profunda na área da mina. Na abertura da cava atual não se observa a carstificação em profundidade e, pelo próprio confinamento lateral ou delimitação do aquífero pelo complexo basal, não existem condições teóricas de processos de carstificação em profundidade. Isto é corroborado pelo fato de não ter havido fenômenos locais de soerguimento ou de afundamento dos calcários em relação ao complexo basal. A carstificação superficial (com formação da caverna na margem do córrego Frio) ocorreu apenas na porção do vale do córrego Frio nos calcários aflorantes ou superficiais, por onde houve circulação de água superficial através destas rochas, em épocas pretéritas. Não há condições físicas de circulação profunda de água em decorrência dos limites impostos pelo complexo basal. A zona de recarga do aquífero da área da mina é apenas local, por infiltração pluvial e por infiltração de águas fluviais das pequenas drenagens que ocorrem na área em questão. Com o conhecimento atual pode-se prever um aquífero local com as seguintes características: pouca carstificação em profundidade, poços com vazões não muito elevadas, realimentação por águas pluviais, zona de descarga apenas pelo córrego Frio, circulação de água subterrânea profunda incipiente, fraturamentos das rochas calcárias muito fechados em profundidade, sem realimentação regional (figura 3.3.22).

### 3.3.4 Exploração das Águas Subterrâneas em Carste

As preocupações iniciais que se deve ter para a exploração de um carste são a concepção do modelo hidrogeológico, a definição das zonas preferenciais de circulação das águas subterrâneas e a delimitação das principais zonas de recarga-descarga do aquífero, tanto ao nível local como no regional. Adianta-se que, nas zonas de recarga, normalmente, os níveis de água do aquífero variam muito entre as épocas úmidas e as de estiagens, chegando, em alguns casos, a secar nas porções mais elevadas do aquífero. As áreas de descarga do aquífero apresentam menores oscilações sazonais dos níveis de água, de maneira que os poços perfurados nessas áreas conservam a mesma vazão durante todo o ciclo hidrológico natural. Convém salientar que os aquíferos cársticos possuem uma capacidade de armazenamento que varia plurianualmente. Assim, há uma oscilação natural e regional da superfície potenciométrica que abrange vários ciclos hidrológicos. Esta variação pode ser ascendente ou descendente, dependendo do volume de infiltração anual das águas superficiais.

A concepção do modelo hidrogeológico inclui, também, a definição e classificação dos principais esforços de deformação tectônica que atuaram nas rochas da área, bem como dos processos de carstificação que esculpiram o relevo e as formas de dissolução das rochas. O conhecimento prévio desta tectônica e dos processos morfogenéticos é uma ferramenta muito importante que poderá auxiliar na escolha do local para perfuração dos poços. Todos os critérios de locação de poços são baseados em informações e aspectos morfológicos superficiais observados em fotos aéreas, imagens de satélites e no campo, que refletem a ocorrência e a circulação de água no subsolo. Em aquíferos cársticos, estes parâmetros podem ser muito nítidos ou encontrarem-



Figura 3.3.22 - Falha geológica com pouca carstificação, mina Pedra do Sino, Carandá / MG.

se mascarados por superimposição de eventos geológicos, morfogenéticos ou tectônicos que conduzem a uma interpretação errada (figura 3.3.23).

A vantagem dos aquíferos cársticos sobre os meios fraturados é que, além da sua malha de fraturas, existe, também, o sistema de dissolução das rochas carbonáticas que armazenam e transmitem as águas subterrâneas. Estas fraturas e carstificações, na maioria das vezes, apresentam traços superficiais que podem ser observados em fotos aéreas ou nos levantamentos no campo. Outro ponto muito importante é a definição da gênese e classificação tanto das fraturas e falhas geológicas como das formas cársticas de dissolução. Num sistema de deformação tectônica rígida de empurrão, por exemplo, as fraturas mais abertas, com maior possibilidade de ocorrência e circulação de água subterrânea, são aquelas longitudinais às direções dos esforços de deformação. Secundariamente, aparecem as fraturas transcorrentes (fraturas de cisalhamento) a estes esforços e as menos promissoras são as fraturas transversais.

Nas áreas onde não afloram rochas carbonáticas e predominam as rochas pelíticas, sem formas de dissolução cárstica aparente, deve-se local os poços nos cruzamentos da fraturas. As principais formas cársticas superficiais são as dolinas, uvalas e sumidouros. Assim, em toda formação de dolinas houve a participação da água na sua elaboração, água esta que infiltrou no subsolo e migrou para algum outro ponto do aquífero, sugerindo, desta maneira, uma circulação de água subterrânea naquele ponto onde ocorre a dolina. Este processo contínuo de esculturação das dolinas pode, em certas condições, carrear material detrítico, principalmente argilas, para o seu interior e, em alguns casos, obliterar os condutos subterrâneos e interromper a infiltração e a circulação de água no subsolo. Com isto, podem existir dolinas não ativas que não são boas como indicadores de ocorrência de água subterrânea. Adianta-se que uma dolina obliterada, em determinadas circunstâncias, pode ser reativada e regenerar o processo de circulação de água subterrânea naquele ponto.



**Figura 3.3.23** - Colapso do terreno preenchido por argila alógena, carste de Confins / MG.

A classificação das dolinas como indicadores de água subterrânea, pode ser feita considerando-se o seu diâmetro, forma, grau de preenchimento por material detrítico, permeabilidade e relação com as outras estruturas geológicas. As dolinas com menores diâmetros sugerem menor grau de evolução da carstificação ou infiltração rápida da água para o subsolo. É muito difícil que as dolinas de pequeno diâmetro sejam obstruídas por material argiloso que dificulta a circulação de água subterrânea. Normalmente, as dolinas com menores diâmetros são as indicadoras de ocorrência de água subterrânea. Os grandes diâmetros das dolinas normalmente sugerem um grau de evolução e desenvolvimento maior e a grande possibilidade do preenchimento das cavidades do subsolo por argilas, como também a menor circulação de água subterrânea. Quando as dolinas possuem grandes diâmetros e pequenas profundidades há possibilidade do seu desenvolvimento ter sido preferencialmente lateral e horizontal formando uma pseudo carstificação superficial. É muito comum este tipo de dolina em camadas carbonáticas superficiais, de pouca espessura, sobreposta a rochas pelíticas onde são muito reduzidas as possibilidades de ocorrência de água no subsolo.

A forma das dolinas pode dar informações sobre os processos de carstificação que atuaram em uma área e sobre sua gênese. As dolinas com formas elípticas, por exemplo, normalmente são relacionadas a fraturamentos anteriores das rochas nos quais esta dolina foi desenvolvida. O maior eixo da elipse corresponde à direção do fraturamento e, conseqüentemente, à direção do principal sistema de circulação de águas subterrâneas. Em menor proporção, as formas elípticas são oriundas da instalação de dolinas ao longo da direção das camadas, naqueles casos onde as rochas carbonáticas apresentam fortes mergulhos. Em camadas horizontais é muito difícil ocorrer dolinas elípticas não relacionadas a fraturas. As dolinas em forma de gotas normalmente são sumidouros de água e a parte mais arredondada da gota é a que está relacionada à circulação subterrânea das águas. Este tipo de dolina normalmente apresenta o seu fundo inclinado para a parte mais arredondada da gota. É muito comum ocorrerem dolinas com esta forma nas zonas de recargas dos aquíferos. Estas feições são muito comuns nos carstes da região de Irecê-Iraquara, na Bahia, e da região de Montes Claros-Janaúba, no Norte de Minas Gerais (Silva, 1995).

As formas circulares são as mais comuns. No entanto, a análise individual de uma dolina com forma circular não permite identificar a direção preferencial de circulação das águas subterrâneas. A esta análise deve-se associar outras informações e interpretações hidrogeológicas.

O grau de preenchimento das dolinas por material detrítico é outra informação de campo muito importante para determinação da ocorrência de água no subsolo e a direção e sentido do seu fluxo.

A evolução de uma dolina com o tempo pode aumentar o seu diâmetro e sua profundidade. Em alguns casos, estas depressões nos terrenos podem propiciar o carreamento e deposição de material detrítico de fora para dentro das dolinas. Este processo pode acarretar um preenchimento parcial dos fundos das dolinas e também dos condutos subterrâneos a elas relacionados. Nos casos onde o preenchimento das dolinas é feito por material argiloso, pode haver uma completa vedação dos pontos de infiltração das águas nas dolinas e nos condutos de circulação das águas subterrâneas nas áreas circunjacentes. Com isto podem ocorrer dois fenômenos: o primeiro é o seu desenvolvimento lateral, com aumento do diâmetro da dolina; e o segundo é a transformação destas dolinas em lagoas temporárias. Nestes casos, as águas de chuva são retidas, formando lagoas de dolinas, durante muito tempo após o período chuvoso. A água destas lagoas não tem nenhuma relação com as águas subterrâneas e constituem lagoas "suspensas" e isoladas da superfície potenciométrica do aquífero. Existem, também, as dolinas que formam lagoas em pseudocarstes, isto é, áreas onde predominam pelitos na superfície e rochas carbonáticas em profundidade. Os afundamentos ou desmoronamentos de carstificação, em profundidade, podem ser refletidos na superfície através de depressões impermeáveis semelhantes às dolinas, que acumulam águas pluviais e não possuem relação com as águas subterrâneas.

Um exemplo importante deste tipo de pseudocarste é a lagoa principal da cidade de Lagoa Santa, em Minas Gerais. Existem várias maneiras para identificar se uma lagoa é suspensa ou está relacionada com as águas subterrâneas. A mais segura é através da análise da qualidade química ou isotópica da água. As águas superficiais de chuva têm características bem diferentes das águas subterrâneas cársticas.

Outra maneira é a verificação de altitude da superfície da água da lagoa em relação à da superfície potenciométrica do aquífero. Normalmente, as lagoas estão em cotas superiores, mas, cuidado, pois em alguns casos pode haver coincidências aleatórias. As relações topográficas, geológicas, hidrogeológicas e morfológicas das dolinas com as áreas circunvizinhas também podem fornecer elementos para identificação da origem das lagoas. Convém salientar, ainda, que existem dolinas com águas que são afloramentos do próprio "lençol" subterrâneo. Estas lagoas que são afloramentos de águas subterrâneas dificilmente são intermitentes. As lagoas temporárias e dolinas colmatadas podem induzir a interpretações errôneas do comportamento e ocorrência das águas subterrâneas. É comum a reativação de dolinas que foram colmatadas por material argiloso. Nestes casos, o processo de reativação normalmente começa com a instalação de pequenos sumidouros dentro do fundo das dolinas. Estes sumidouros são instalados em qualquer ponto do fundo das dolinas, normalmente nos locais mais

permeáveis relacionados à circulação subterrânea, não necessariamente no seu centro. Assim, pode-se encontrar dolinas menores ativas dentro de grandes dolinas mais antigas.

A permeabilidade de uma dolina está relacionada com as suas condições de permitir a percolação das águas pluviais para o aquífero. Uma dolina é ativa quando toda água que flui para seu interior é transmitida facilmente para o subsolo por sumidouros ou através de infiltração pelo material de preenchimento da dolina. A dolina ativa tem pouca capacidade de reter água na superfície. O reconhecimento, no campo, de uma baixa capacidade de retenção de água, pode ser feito através da vegetação no interior das dolinas, uma vez que a vegetação rasteira aquática (quando acumula água superficial) é bem típica e diferente daquela encontrada em dolinas ativas. É fácil identificar as áreas de sumidouros em dolinas preenchidas por material detrítico. Normalmente, encontram-se várias pequenas depressões circulares no terreno, com diâmetros e profundidades da ordem de alguns centímetros, muitas vezes alinhadas segundo uma determinada direção. Tais depressões são formadas, nos períodos chuvosos, em decorrência da ação da infiltração turbulenta das águas superficiais e da lixiviação dos sedimentos para os condutos de dissolução sotopostos. Estas pequenas depressões (buracos) recebem nomes curiosos na região onde são encontradas, tais como: rebentão, chupadores, mata cavalo e sumidouro. É possível que estas depressões no terreno também ocorram em zonas ao longo de fraturas ativas ou, ainda, em áreas de recargas dos aquíferos, tornando-se um ótimo indicador da existência de água subterrânea naquele local.

Há restrições a este indicador nas áreas de recarga dos aquíferos, uma vez que mesmo existindo estas depressões, a área pode não ser favorável à ocorrência de água subterrânea, porque pode haver migração das águas infiltradas para as zonas de descargas. Outra restrição a estas estruturas é que elas podem estar relacionadas a uma carstificação rasa, ou, mesmo, pseudo carstificação, sem significação hidrogeológica importante. Existem, ainda, sumidouros em fraturas, cavernas e em outras formas cársticas dentro de dolinas, cujos fundos são líticos de rocha sã. Adianta-se que nas zonas de recarga dos aquíferos, as infiltrações são mais turbulentas com carreamento violento de materiais detríticos (fração grosseira inclusive) e "entupimento" de sumidouros, enquanto nas de descarga, são poucos os vestígios de sedimentação de fundo de dolina.

A principal análise que deve ser feita nos estudos hidrogeológicos dos carstes é a verificação das relações entre as formas de dissolução e os fraturamentos das rochas. As dolinas relacionadas aos fraturamentos normalmente são dispostas em linhas retas, facilmente visíveis em fotos aéreas ou em imagens de satélite e de radar, e sugerem que ali são as melhores zonas de circulação de águas subterrâneas. Quando ocorrem

alinhamentos de dolinas aos fraturamentos abertos da região (fraturas de compressão) há grande possibilidade de existência de água subterrânea.

O alinhamento de formas cársticas em fraturas com outras direções também pode ser indicador local de circulação preferencial de água. As uvalas também podem ser desenvolvidas segundo direções de fraturamentos, mas esta não é uma condição fundamental ou única. Desta maneira, no estudo de uvalas devem ser considerados outros fatores geológicos ou hidrogeológicos. Em alguns casos, nas áreas onde ocorre uma grande densidade de dolinas e a sua distribuição espacial parece ser caótica, torna-se difícil a identificação do relacionamento entre as formas tectônicas e as cársticas. Nestes casos, sugere-se a superimposição do modelo de deformação ao alinhamento das dolinas, dando-se preferência aos fraturamentos observados e não ao alinhamento de dolinas. Muitas vezes esta distribuição caótica de dolinas reflete uma carstificação superficial rasa, sobreposta a um substrato impermeável.

Alguns critérios que devem ser observados em fotos aéreas e no campo para escolha dos melhores locais para perfuração de poços tubulares em regiões cársticas, são relacionados a seguir:

- fraturas longitudinais ao esforço de deformação da rocha;
- pontos de cruzamentos de fraturas longitudinais com as transversais;
- dolinas alinhadas a fraturas abertas;
- pontos de cruzamentos de fraturas longitudinais com as de cisalhamento;
- dolinas ativas com sumidouros;
- dolinas com diâmetros pequenos;
- dolinas com formas elípticas;
- dolinas que não acumulam águas pluviais;
- áreas com elevada densidade de dolinas;
- áreas de descarga dos aquíferos;
- fraturas relacionadas com sumidouros;
- áreas de ocorrência de calcários mais puros (composição química da rocha);
- uvalas encaixadas em fraturas;
- uvalas ativas com sumidouros;
- áreas intensamente deformadas e dobradas;
- drenagem relacionada a fraturas ou a formas Cársticas;
- zonas topograficamente baixas;
- drenagens secas, sem circulação de água superficial.

Por outro lado, conforme já registrado, a caracterização hidráulica dos aquíferos cársticos através de parâmetros hidrodinâmicos é muito difícil, em vista de suas peculiaridades, onde o armazenamento e a circulação das águas subterrâneas estão

condicionados à dissolução e a malha e intensidade do fissuramento das rochas. Estes parâmetros hidrodinâmicos dos aquíferos são válidos apenas para as condições de regime laminar de fluxo subterrâneo e em meio poroso, condições estas que, na maioria das vezes, não são atendidas pelos aquíferos cársticos. A grande heterogeneidade e anisotropia dos sistemas aquíferos em meio cárstico, que é o resultado dos fenômenos de deformação diferenciada das rochas e dos processos de carstificação, confere a este tipo de aquífero uma grande variabilidade nos valores dos seus parâmetros hidrodinâmicos. Estes parâmetros refletem um componente regional, mas são fortemente influenciados pelas características locais ao redor dos pontos onde eles foram determinados. Assim, durante a manipulação e análise dos valores destes parâmetros, deve-se tomar muito cuidado quanto à sua representatividade local e regional. Tendo em vista esta grande variação, em estudos regionais ou quando se deseja caracterizar um aquífero cárstico de uma bacia, deve-se considerar os valores que mais ocorrem em uma distribuição estatística de dados, isto é, a **moda** estatística. Estes valores são os mais representativos. A **média**, que é normalmente usada, ou também a **mediana**, pode ter seus valores muito influenciados por grandezas extremas de um determinado elemento em uma amostra estatística. As discussões sobre os sistemas aquíferos, os modelos hidrogeológicos de funcionamento hidráulico e suas relações com a evolução tectônica regional e local, como também sobre os processos de carstificação que agiram sobre determinada região e as relações rio-aquífero, são as chaves para o conhecimento hidrogeológico dos carstes. Adianta-se que, para atingir estes conhecimentos, tem-se que participar de uma batalha árdua que requer muitos dados, informações e esforços, além de, naturalmente, muito trabalho.

### 3.3.5 Aspectos Ambientais em Zonas Cársticas

O principal problema ambiental dos carstes consiste nos freqüentes colapsos das superfícies dos terrenos, tanto em áreas rurais como nas urbanas. Na literatura mundial encontram-se inúmeros exemplos destes acidentes e os “freqüentadores” de zonas cársticas também são “acostumados” com estes “afundamentos” dos solos. Os casos que tiveram maior repercussão aqui no Brasil foram os de Sete Lagoas em Minas Gerais e o de Cajamar no estado de São Paulo. Em Sete Lagoas, no dia 04 de março de 1988, uma cratera de 20 m de diâmetro por cinco de profundidade “tragou” as paredes de uma pequena mercearia, o muro e parte da arquibancada do estádio municipal, e afetou dezenas de edifícios num raio de 40 m, a partir do cruzamento de duas avenidas no centro da cidade (figuras 3.3.24 e 3.3.25).

Não se tratava de um acidente provocado pela ação antrópica, desta vez era o efeito de um fenômeno natural, um desabamento subterrâneo, semelhante ao que já se manifestara em dezembro de 1986 na cidade paulista de Cajamar. As cidades de Sete Lagoas e Cajamar têm em comum o fato de ocuparem áreas geologicamente caracterizadas pela ocorrência de rochas calcárias (Grupo São Roque, em Cajamar, e Grupo Bambuí, em Sete Lagoas) com feições de dissolução e recobertas por materiais não consolidados. Os eventos ocorridos nas duas cidades só têm como precedente, na literatura, o caso da cidade de Mairinque (SP), em 1981, além de breves e esparsas comunicações verbais durante encontros de geólogos. Investigações geofísicas e sondagens realizadas pela Divisão de Minas e Geologia Aplicada do IPT em Cajamar comprovaram a existência de cavidades, algumas com até dez metros de profundidade, em toda a extensão do calcário, bem como no próprio solo acima da rocha.

O modelo explicativo formulado pelo IPT mostra como as cavidades do calcário, cheias d'água, se comunicam com os solos saturados sobre a rocha. Em Cajamar, a seca prolongada que antecedeu o acidente geológico e a retirada de água através dos poços artesianos que abastecem a cidade agravaram as condições naturais, provocando a queda da pressão da água subterrânea e acelerando o carreamento do solo.



Figura 3.3.24 - Colapso do terreno na cidade de Sete Lagoas - MG em 1988.



Figura 3.3.25 - Detalhe do colapso do terreno na cidade de Sete Lagoas - MG.

Com isso, houve desabamento do teto das cavidades e estas vieram a manifestar-se na superfície do terreno, formando uma cratera de 31 metros de diâmetro por 13 metros de profundidade (figura 3.3.25).

Em Sete Lagoas, houve o rompimento de parte do “teto” da rocha carbonática de uma cavidade localizada a 58 metros de profundidade, provocado, provavelmente, pelo rebaixamento da água subterrânea, o que acarretou instabilidade para as rochas argilosas situadas mais acima. Em consequência, elas sofreram pequenas rachaduras verticais. Em seguida choveu, a cavidade encheu-se de água, e nova pressão vertical se fez sentir sobre o teto desabado e sem proteção da rocha sã. A partir daí iniciou-se o processo de erosão do teto da cavidade, formando-se uma chaminé ao longo das fraturas da rocha. Confinada no subsolo até então, a água eclodiu pela chaminé e atingiu a superfície, promovendo a dissolução do solo. Os colapsos refletem, na superfície, a evolução ascendente dos bolsões, ou cavernas, do subsolo (figura 3.3.26).

### Contaminação das Águas Subterrâneas

O problema da poluição dos recursos hídricos subterrâneos em carstes está na indefinição das áreas e dos mecanismos pelos quais os poluentes são incorporados ao fluxo subterrâneo. Estes mecanismos e a migração dos poluentes são influenciados por fatores físicos, químicos e biológicos. Os físicos são inerentes ao tipo do aquífero, seus parâmetros hidrodinâmicos, e às características físicas dos poluentes; e os químicos são relacionados à composição química dos contaminantes e à da água do aquífero. Além disso, os processos que controlam a migração dos poluentes são distintos quando se tem substâncias solúveis em água ou aquelas imiscíveis.

Os aquíferos cársticos são os mais vulneráveis à poluição. Em meios heterogêneos como os carstes, o transporte dos poluentes será realizado através das zonas de maior permeabilidade do aquífero. Existirão, assim, vários caminhos imprevisíveis no subsolo por onde migrarão as soluções contaminantes, caminhos estes que dependerão, exclusivamente, das formas cársticas. Nestes casos, é difícil a detecção, controle e previsão do avanço de uma “pluma” poluidora no aquífero, como também são necessários estudos mais detalhados e acurados para identificar os diferentes padrões de migração dos poluentes no subsolo. Nestes meios, a porosidade efetiva é normalmente pequena, mas a velocidade do fluxo subterrâneo pode ser grande. Além disso, estes aquíferos são heterogêneos em relação à orientação e frequência das fraturas, o que acarreta diferentes dispersões dos solutos em cada ponto do terreno.

A forma geral de difusão da solução contaminante em meios fraturados ou cársticos é semelhante à dos meios porosos, restringindo-se, no entanto, às





Fonte: Divisão de Minas e Geologia Aplicada - IPT

Figura 3.3.26 - Esquema do colapso em Lagamar / SP (modificado de IPT, 1988).

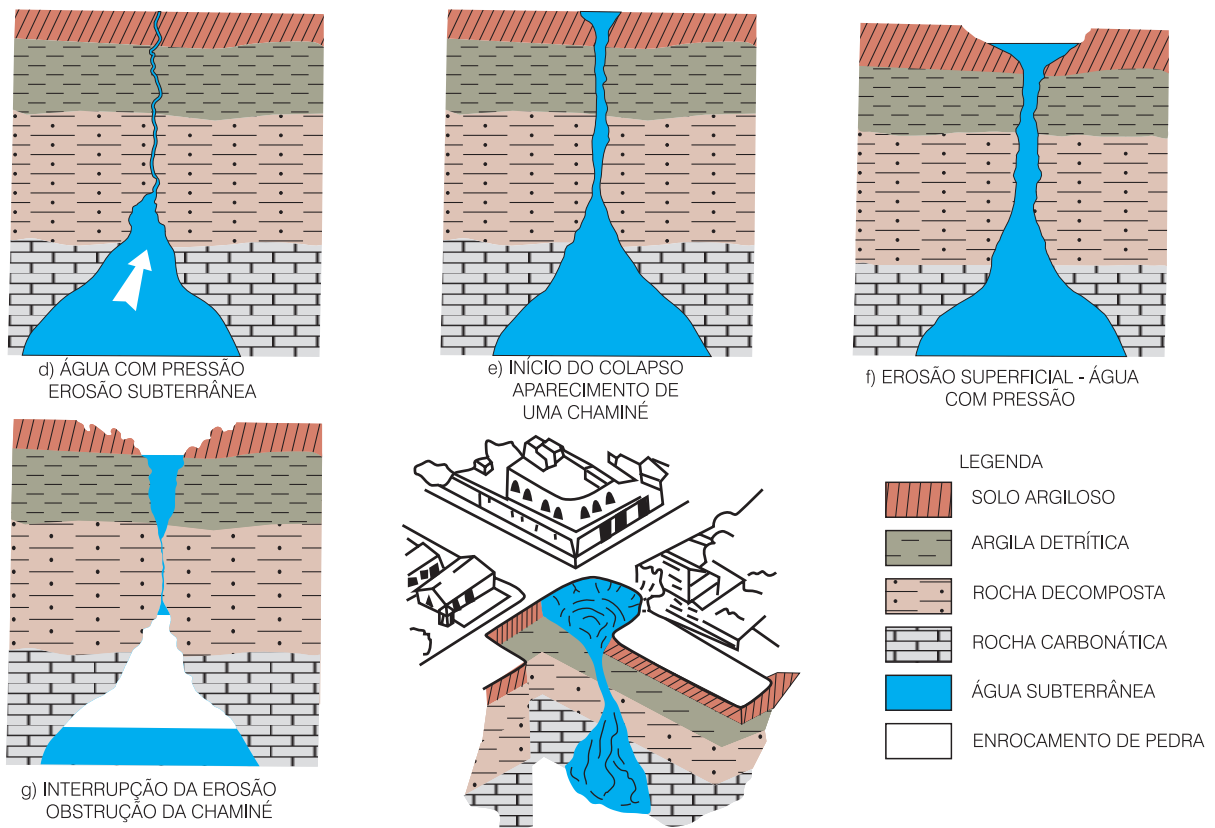


Figura 3.3.27 - Esquema do colapso em Sete Lagoas / MG, (modificado de Silva, 1988).

fraturas ou outras estruturas de rupturas das rochas ou em formas cársticas. O contaminante pode ser absorvido pelas estruturas geológicas ou pelo material que a preenche. O efeito combinado de adsorção nas fraturas e no material de preenchimento pode acarretar diferentes frentes de avanço do poluente no aquífero, tanto no sentido horizontal como no vertical. Os aquíferos cársticos têm comportamento semelhante aos fraturados, executando-se aqueles com muitas cavernas ou outros tipos de dissolução, onde as velocidades dos fluxos subterrâneos são muito grandes e o processo de dispersão molecular ocorre com muita rapidez.

A reação natural dos aquíferos cársticos contra a contaminação obedece a vários fatores principais, dentre os quais pode-se destacar: filtração mecânica, oxidação-redução, adsorção e absorção pelo terreno, processos bioquímicos, precipitação e co-precipitação, intercâmbio de gases, desintegração radioativa e processos de diluição. Em geral, as ações de prevenção contra a poluição não se restringem a um só procedimento, mas à combinação de vários que são aplicados a cada problema específico, uma vez que a sua eficiência pode ser diferente de um caso a outro. O horizonte de solo e a zona de aeração funcionam como uma faixa protetora do aquífero contra a poluição das águas subterrâneas. Nesta faixa, ocorrem os processos de degradação, oxidação e adsorção dos poluentes, exceto para grandes quantidades de poluentes ou em zonas com grande infiltração das águas superficiais ou de chuvas. Nestes casos, as soluções contaminantes, geralmente, atingem as partes mais profundas do subsolo.

Nos aquíferos cársticos, onde os “lençóis” freáticos são próximos da superfície e as faixas de aeração são pouco espessas, há uma vulnerabilidade maior. Quando o contaminante ou poluente atinge a superfície freática, a migração ocorre. As substâncias imiscíveis se espalharão sobre a superfície freática por distâncias de algumas dezenas de metros, nos aquíferos porosos, e por centenas quilômetros nos fraturados e cársticos (substâncias imiscíveis muito densas irão para a base do aquífero). As soluções contaminantes se espalharão por toda a espessura do aquífero, fluindo na direção do gradiente hidráulico.

A contaminação biológica (bactérias, vírus etc) é muito comum em sistemas cársticos bem desenvolvidos (com cavernas e grandes condutos), principalmente quando as áreas de recarga do aquífero são ocupadas por atividade antrópicas. Nos aquíferos cársticos, onde o fluxo de água subterrânea é feito através de fraturas e canais de dissolução, que são irregulares em dimensão e direção, a velocidade e a migração dos poluentes é semelhante à dos aquíferos fraturados. Em casos de existência de carstes fósseis, suspensos ou “afogados”, os estudos hidrogeológicos, em geral, e o de poluição, em particular, devem ser mais acurados.

## Referências

- ALBUQUERQUE, J. do R. T. **Inventário hidrogeológico básico do Nordeste**: folha 15, Jaguaribe-SE. Recife: SUDENE, 1971. 187 p. (Série Hidrogeologia, 32).
- ALMEIDA, F. F. M. de. Origem e evolução da plataforma brasileira. **Boletim DNPM. DGM**, Rio de Janeiro, n. 241, p. 1-36, 1967.
- \_\_\_\_\_. O Cráton do São Francisco. **R. bras. Geoc.**, v. 7, n.4, p. 349-364, 1977.
- ASTIER, J. K. **Geofísica aplicada à hidrogeologia**. Madrid: Paraninfo, 1975. 198 p.
- BARTON, N. **Description of rock masses, joints and discontinuities**. Oslo: ISRM - Norwegian Geotechnical Institute, 1975.
- BEDMAR, A. P.; SILVA, A. R. Utilização de isótopos ambientais na pesquisa de recursos hídricos subterrâneos no “karst” da região do Jaíba, norte de Minas Gerais. **R. bras. Geoc.**, v. 10, n. 4, 1980.
- BENEDINI, M.; GIUJANO, G.; TROISI, S. Alcune considerazioni sulla trattazione matematica del problema del moto in acquiferi fessurati. **Geologia applicata e idrogeologia**, v. 7, p. 75-100, 1972.
- BRAESTER, O. **Theory of flow through fractures rocks**. In: INTERNATIONAL SEMINAR, 1977, Stockholm, Sweden.
- BRAUN, Oscar Paulo G. Contribuição à estratigrafia do Grupo Bambuí. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, 22., 1968, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: SBG, 1968, p. 155-156.
- CASTANY, G. **Tratado practico de lãs águas subterrâneas**. Barcelona: Ed. Omega, 1971. 672 p.
- CETEC - FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO. **Pesquisa e avaliação de recursos hídricos subterrâneos em karst, por sensores remotos**. Belo Horizonte: Secretaria de Estado de Ciência e Tecnologia, 1981. 465 p.
- COSTA, W. D. Aspectos macro-estruturais que influem na hidrogeologia de rochas cristalinas fraturadas. In: SEMINÁRIO DE QUALIFICAÇÃO NO CURSO DE DOUTORADO DA USP, 1., 1980, [São Paulo]. **Trabalhos apresentados...** [São Paulo]: USP, 1980. Inédito.
- COSTA, W.D. Avaliação dos critérios de locação de poços em rochas cristalinas. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS EM ROCHAS FRATURADAS, 1., 1985, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte:[s.n.], 1985. p. 133-143.
- COSTA, W. D. **Análise dos fatores que atuam no aquífero fissural**: área piloto dos estados da Paraíba e Rio Grande do Norte. 1986. Tese (Doutorado em

- Geociências) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1986.
- COSTA, W. D. Análise dos fatores que influenciam na hidrogeologia do cristalino. **R. Água Subter.**, Recife, v. 1, n. 4, p. 14-47, 1965.
- COSTA, W. D. Contribuição da mecânica das rochas à evolução estrutural da Serra do Mar. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, 26., 1972, Belém. **Anais...** Belém : SBG, 1972. p. 375-378
- CRUZ, W. B. da. **Estudo geoquímico preliminar das águas subterrâneas do nordeste do Brasil.** Recife: SUDENE, 1974. (Série Hidrogeologia, 8).
- CRUZ, W. B. da; SILVA, A. B. Modelo de simulação digital do aquífero cárstico da região do Jaíba, norte de Minas Gerais. In.: CONGRESSO BRASILEIRO AGUAS SUBTERRÂNEAS, 1., 1980, Recife. **Anais...** Recife: ABAS, 1980.
- CUSTODIO, E.; LLAMAS, M. R. **Hidrología subterránea.** Barcelona: Ediciones Omega, 1975.
- DARDENNE, M. A. Síntese sobre a estratigrafia do Grupo Bambuí no Brasil Central. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, 2., 1978, Recife. **Anais...** Recife: SBG, 1978. p. 597-610.
- DOMINGUEZ, J. M. L.; MISI, A. **O cráton do São Francisco.** Salvador: SBG; SGM; CNPq, 1993. 215 p.
- ESCODINO, P. C. B.; SILVA, A. B. Aplicação de métodos de prospecção geoeletricos na pesquisa de aquíferos cársticos. In.: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 8., 1980, Recife. **Anais...** Recife: ABAS, 1980.
- FORD, D. C.; WILLIAMS, P. W. **Karsts geomorphology and hydrology.** London: Unwin Hyman, 1989. 601 p.
- FREEZE, R. A.; CHERRY, J. A.. **Groundwater.** New Jersey: Prentice Hall, 1979. 604 p.
- GUNN, J. Hydrological processes in karst depressions. **Zeitschrift fur geomorphologie neue folge**, v. 25, n. 3, p. 313-331, 1981.
- GUNN, J. Point-recharge of limestone aquifers: a model from New Zealand karst. **Journal of Hydrology**, v. 61, n. 1-3, p. 19-29, 1983.
- HONYK, W. J. **Proposta de uma nova unidade de produção de poço nas rochas cristalinas.** Recife: UFPE, 1979. Circulação restrita.
- JAEGER, J. C.; COOK, N. G. W. **Fundamental of rock mechanics.** London: Chapman & Hall, 1968. 593 p.
- KARMAN, I. **Evolução e dinâmica atual do sistema cárstico do alto vale do rio Ribeira do Iguape, sudeste do Estado de São Paulo.** 1994, 241 f. Tese (Doutorado em Geociências) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.
- LARSSON, I. Anisotropy in Pre-Cambrian rocks and Post-Crystalline deformations models. **Geografiska Analler. Série A. Physical Geography**, 1967, v. 49, p. 237-246.
- LARSSON, I. **Ground water in Pre-Cambrian rocks in southern Sweden.** New York: Pergamon Press, 1968.
- LEGRAND, H. **Yield of wells.** USA: Division Mineral Resources, 1959.
- LOUIS, O. **Étude des écoulements d'eau des les roches fissurés et de leurs influences sur la stabilité des massifs rocheux.** 1968. These (Doutorado) — Université de Karlerache, [S.I.], 1968. E.D.F. Bulletin de la Direction des Études et Recherches – EDF, sér. A, n.3, T2-F, 1968.
- LOUIS, O. **Fluxo de água a três dimensões em rochas fissurada.** São Paulo: [s.n.], 1974. (Tradução da ABGE, 5).
- MILLER, T. E. **Hydrochemistry, hydrology and morphofology of the Caves Branch karst, Belize, Hamilton.** 1982. 281p. Thesis (PhD) — Department of Geology, McMaster University, [Ontario], 1982.
- MONROE, W.H. Dendritic dry valleys in the cone karst of Puerto Rico. **Journal of Researches. Geological Survey**, [S.I.], v. 2, n. 2, p. 159-163, 1974.
- MOUTINHO, L. A. da Costa; ANGEIRAS, A. G. Novos conceitos sobre o Grupo Bambuí e sua divisão em tectonogrupos. **Boletim Geológico do Instituto de Geociências da UFRJ**, Rio de Janeiro, v. 5, p. 3-34, 1970.
- OBERT, L.; DUVAL, W. I. **Rock mechanics and the designs of structure in rock.** New York: John Wiley, 1967.
- PLATA, A. **Isótopos en hidrologia.** Madrid: Ed. Alambra, 1972. 290 p.
- PLATA, A. ; SILVA, A. Contribuição de diversas técnicas isotópicas no estudo do aquífero cárstico da região central da Bahia (Irecê-Iraquara). **R. bras. Geoc.**, São Paulo v. 10, n. 2, p. 103-116, 1980.
- PRICE, N. J. Mechanics of jointing in rocks. **Geological Magazine**, v. 96, n. 2, p. 149-167, Mar. 1959.
- PULIDO, J. L. **Hidrogeología karstica.** Bilbao: Ed. Urmo, 1959. 287 p.
- QUADROS, E. F. de. **Fundamentos da hidráulica dos meios fissurados.** São Paulo: Escola Politécnica da Universidade, 1977. Circulação restrita.
- QUADROS, E. F. de. **Determinação das características do fluxo de água em fraturas de rochas.** 1982. 236 f. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1982.
- RAGAN, D. M. **Structural geology and introduction to geomecanical techniques.** New York: John Wiley & Sons, 1968.

REBOUÇAS, A. da C. **Le problème de leau dans la zone semi-árida du Brésil.** 1973. Thèse (Doctorat D'État) - Université Louis Pasteur, Strasbourg, France, 1973.

RZHEWSKY, Y.; NOVIOK, S. **The physics of rocks.** Moscou, URRS : Mir Publishers, 1971.

SÃO PAULO (Estado), Instituto de Pesquisa Tecnológica. **Cajamar - Carst e Urbanização.** São Paulo, 1988. Relatório interno. Inédito.

SEVER, C. W. Geology and groundwater resources of crystalline rocks: Dawson County, Georgia. **U.S. Geological Survey. Information Circular**, n. 30, 1964. 32 p.

SCHOBENHAUS FILHO, C. **O Proterozóico Médio no Brasil com ênfase a região centro-leste:** uma revisão. 1993. 166 f. Tese (Doutorado em Geociências) - Universidade Albert-Ludwig, Freiburg, Alemanha, 1993.

SCHOBENHAUS FILHO, C. et al. (Coord.). **Geologia do Brasil:** texto explicativo do mapa geológico do Brasil e da área oceânica adjacente incluindo depósitos minerais. Brasília : DNPM, 1984. 501p. Escala 1:2.500.000.

SCHOBENHAUS, C.; CAMPOS, D. A. A evolução da Plataforma Sul-Americana no Brasil e suas principais concentrações minerais. In: SCHOBENHAUS, C. et al. (Coord.). **Geologia do Brasil.** Brasília : DNPM, 1984. cap. 1, p. 9-53.

SCHOLL, W. U. Der Südwestliche randbereich der Espinhaço Zone, Minas Gerais, Brasilien. **Geologische Rundschau**, v. 61, n. 1, p. 201-216, 1972.

SILVA, A. B. Contribuição ao estudo dos "karsts" da região central da Bahia. **Revista Águas Subterrâneas**, v.1, n. 3, p. 11-16, 1973.

SILVA, A. B. Pesquisa e avaliação de recursos hídricos em 'karst por meio de sensores remotos. **Mineração e Metalurgia**, Rio de Janeiro, v. 43, n. 415, p. 46-53, out./nov.1979.

SILVA, A. B. ; ESCODINO, P. O. Desenvolvimento de um método de perfuração de poços tubulares utilizando-se traçados químicos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 8., 1980, Recife. **Anais...** Recife: ABAS, 1980.

SILVA, A. B. ; ESCODINO, P. O. Estimulação de poços tubulares por meio de explosivos, no karst da região do Jaiba, norte do estado de Minas Gerais. **Águas Subterrâneas**, 1981, n. 4, p. 45-68,

SILVA, A. B. Results of a hydrogeological study of a semi-and Precambrian karst aquifer in Minas Gerais, Brazil. **R. bras. Geoc.**, São Paulo, 1984, v. 14, n. 3, p. 164-169.

SILVA, A. B. **Análise morfoestrutural hidrogeológica e hidroquímica no estudo do aquífero cárstico**

**do Jaiba, norte de Minas Gerais.** 1984. 190 f. Tese (Doutorado em Geociências, área de Geologia Geral e de Aplicação) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1984.

SILVA, A. B. **Água subterrânea no carste da bacia do rio Verde Grande, norte de Minas Gerais.** 1995. 97 p. Tese (Livre Docência)- Instituto de Geociências, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1995.

SIOUEIRA, L. **Contribuição da geologia à pesquisa da água subterrânea.** Recife: Sudene, 1963.

WILLIAMS, P. W. Subcutaneous hydrology and the development of doline and cockpit karst. **Zeitschrift for Geomorphology, Neue Folge**, [S.l.], v. 29, n. 4, p. 463-482, 1985.

ZIENKIEWICZ, O.; STAGG, K. S. **Rock mechanics in engineering practice.** Swansea: University of Wales; Division of Civil Engineering School of Engineering, 1968.



## Vista Panorâmica da Chapada Diamantina

(Foto: J. Geilson A. Demetrio, 2000)

Vista da Chapada Diamantina na trilha da cachoeira da Fumaça, município de Palmeiras, BA.



# Pesquisa de Água Subterrânea



Capítulo 4.1 - Metodologia Básica de Pesquisa de Água Subterrânea

Capítulo 4.2 - Métodos Geofísicos

Capítulo 4.3 - Métodos Isotópicos

Capítulo 4.4 - Sensoriamento Remoto

Capítulo 4.5 - Geoprocessamento em Ambiente SIG Aplicado à Hidrogeologia





## Capítulo 4.1

## METODOLOGIA BÁSICA DE PESQUISA DE ÁGUA SUBTERRÂNEA

*Edilton Carneiro Feitosa  
Fernando A. C. Feitosa*

### 4.1.1 Introdução

**P**esquisa tem o mesmo significado que investigação ou exploração. Pode ser definida como o conjunto de operações ou estudos, que permite a localização e a caracterização de aquíferos, dos quais se pode obter água em quantidade e qualidade adequadas ao fim pretendido.

Em função das especificidades, é possível dividir a Hidrogeologia em dois grandes grupos: Hidrogeologia Quantitativa e Hidrogeologia Qualitativa. Em ambas, a metodologia de pesquisa envolve tanto métodos básicos, aqueles afetos diretamente ao hidrogeólogo, quanto métodos ditos auxiliares, que, por sua vez, dizem respeito às várias abordagens periféricas especializadas que contribuem tributariamente para o conhecimento procurado. A ampla utilização dessas abordagens é perfeitamente compatível com o caráter multidisciplinar da ciência hidrogeológica.

O termo exploração fica reservado ao conjunto de operações e trabalhos que permitem o aproveitamento das águas subterrâneas (módulo 6). A exploração racionalmente planejada conduz a uma otimização do aproveitamento dos recursos hídricos subterrâneos, o que é designado pelos americanos e ingleses de *management* e que se pode chamar de gestão (tratado no módulo 7). Este capítulo ficará restrito aos aspectos básicos da metodologia utilizada na pesquisa e estudos de água subterrânea.

Em função do tipo de litologia dos reservatórios subterrâneos, a Hidrogeologia admite hoje três grandes categorias: Hidrogeologia Clássica, Hidrogeologia de Meios Fissurados e Hidrogeologia de Meios Cársticos. A Hidrogeologia Clássica é a hidrogeologia dos meios porosos ou granulares, isto é, dos aquíferos constituídos de arenitos ou similares. Esses litotipos, pelo fato de constituírem os melhores e maiores reservatórios de água subterrânea, foram sempre objeto de especial atenção dos especialistas. Por outro lado, eles aproximam de uma forma bastante satisfatória o comportamento de meio contínuo requerido na abordagem matemática. Assim, a hidrogeologia dos meios porosos é hoje a mais desenvolvida, oferecendo

ao profissional um farto arsenal de funções analíticas, tanto para análises de fluxo como para estudos dos mecanismos de poluição, sendo abordada com muita ênfase neste livro.

A Hidrogeologia de Meios Fissurados é bem menos desenvolvida que a Hidrogeologia Clássica, sendo abordada nos capítulos 3.1, 3.2, 4.5 e 6.5. Os meios fissurados, com efeito, tais como o cristalino do Nordeste do Brasil, abrigando pouca água e geralmente de má qualidade, não despertaram tanto interesse por parte dos estudiosos. O caráter aleatório do fraturamento e a sua conseqüente imprevisibilidade, por outro lado, dificultam bastante a abordagem matemática do problema. Hoje, entretanto, na medida em que cresce a importância da água subterrânea como reserva estratégica e em face da existência de vastas regiões ocupadas por rochas cristalinas, as atenções voltam-se mais e mais para o problema.

A Hidrogeologia de Meios Cársticos, abordada com detalhe no capítulo 3.3, estuda as feições cársticas mais comuns, incluindo canais de dissolução e, até mesmo, cavidades de grande porte. Os reservatórios de água subterrânea que aí ocorrem, embora sejam muito localizados, podem fornecer descargas substanciais. Essas são condições muito particulares que justificam a individualização da especialidade e o termo Hidrogeologia de Meios Cársticos. Castany (1967), informava que apenas cerca de 10% dos terrenos sedimentares no mundo são constituídos de rochas cársticas. Entretanto, a importância dessas rochas na hidrogeologia bem como em problemas de engenharia civil, tem motivado um crescente interesse dos especialistas nos últimos vinte anos.

### 4.1.2 Tipos de Estudos na Pesquisa de Água Subterrânea

Quando se trata de estudar águas superficiais, a pesquisa é mais rápida, mais completa, mais precisa e mais barata. Chega um momento em que se pode admitir que a fase de pesquisa está concluída e que a fase de exploração pode ser iniciada. Esta última,

por sua vez, é sempre muito cara posto que implica comumente a construção de obras vultosas, tais como barragens, extensas aduções e/ou canais.

No caso de águas subterrâneas, ocorre sempre o contrário. Os mananciais subterrâneos, pela sua própria natureza, não têm seu comportamento tão prontamente elucidado, como no caso dos mananciais de superfície. O conhecimento do comportamento dos mananciais subterrâneos, com efeito, evolui lentamente no tempo, a cada novo poço perfurado e testado, a cada novo nível ou descarga medida, a cada nova análise de dados efetuada, a cada novo relatório redigido. Nessas condições, é fundamental, para se atingir uma boa compreensão do comportamento dos aquíferos, o monitoramento permanente do seu desempenho (descargas, níveis e qualidade química) e a análise permanente dos dados obtidos. Esta afirmação torna-se perfeitamente aceitável se for considerado o fato de que a complexidade geológica dos reservatórios subterrâneos geralmente compromete as previsões feitas a partir das funções analíticas simplistas disponíveis. Assim, só a resposta dos aquíferos à exploração permite caracterizá-los em bases realísticas, o que justifica a importância do monitoramento. Esta afirmação traduz simplesmente o fato de que não existe, em água subterrânea, limite definido entre a fase de exploração e a fase de exploração. É impossível dizer onde terminam os estudos e onde começa a utilização do manancial. As duas fases interpenetram-se, podendo, inclusive, ser dito que a verdadeira pesquisa se inicia com o início da exploração. Pode-se, portanto, dizer, resumindo, que a pesquisa de água subterrânea é mais lenta, dificilmente completa e mais cara. A exploração, por outro lado, é geralmente mais barata, não exigindo obras de engenharia vultosas.

Os tipos de estudo variam, naturalmente, de acordo com os objetivos da pesquisa. Não é a mesma coisa, por exemplo, pesquisar um aquífero aluvial para abastecer 1.000 habitantes, e efetuar um primeiro reconhecimento dos aquíferos de uma grande bacia sedimentar mal conhecida. É fácil perceber, sobretudo em face do exposto no parágrafo anterior, que não existe consenso sobre uma classificação dos diferentes tipos de estudo adotados na exploração, nem sobre sua terminologia. Para facilitar a abordagem do tema, entretanto, será adotado Llamas (Custodio & Llamas, 1983), na adoção de três grandes grupos de estudos: Estudos Preliminares ou de Reconhecimento; Estudos Gerais ou de Viabilidade e Estudos Detalhados.

**Estudos Preliminares ou de Reconhecimento** - têm como objetivo principal a identificação dos aquíferos mais importantes e de suas áreas de recarga e descarga, a verificação da qualidade das águas e uma primeira estimativa das suas geometrias e parâmetros hidrodinâmicos. A área de estudo é, geralmente,

superior a alguns milhares de quilômetros quadrados e os resultados são apresentados em escalas que variam de 1:100.000 a 1:500.000. Destinam-se a selecionar as áreas de maior interesse para orientar o planejamento adequado dos estudos posteriores. A análise geológica em mapas existentes, utilizando critérios hidrogeológicos, desempenha um papel decisivo. Pelo fato de não exigir maiores trabalhos de campo, particularmente geofísica e poços de pesquisa, são pouco caros. Exige, em contrapartida, uma grande experiência profissional por parte de quem os executa ou dirige. O Inventário Hidrogeológico Básico do Nordeste, apresentado na escala de 1:500.000, foi um estudo com características muito próximas de um reconhecimento, mas que estaria melhor posicionado, por suas peculiaridades, entre esta categoria e a categoria seguinte, de estudos gerais.

**Estudos Gerais ou de Viabilidade** - envolvem trabalhos de campo específicos onde, basicamente, constam um inventário sistemático de pontos d'água, geofísica, poços de pesquisa, testes de aquífero e análises químicas. A área estudada varia de algumas centenas a alguns milhares de quilômetros quadrados, sendo seus limites coincidentes com os de uma bacia hidrográfica ou com os de uma unidade hidrogeológica definida. Os resultados são expressos sob a forma de mapas litológicos e estruturais, mapas potenciométricos e de transmissividades, mapas de oscilações dos níveis potenciométricos, de isópacas dos aquíferos, de concentrações iônicas e outros, comumente em escalas entre 1:50.000 e 1:250.000. Esses estudos visam uma primeira caracterização dos aquíferos e uma primeira quantificação dos recursos disponíveis. Podem ser citados como exemplo deste tipo de estudo, no Nordeste, o trabalho realizado para o DNOCS em 1973, no vale do Guruguéia-Piauí, pelo consórcio OESA/TECNOSOLO/OTI/EPTISA, e o Estudo Hidrogeológico da Região Metropolitana de Natal, realizado em 1983 para a CAERN, pela consultora PLANAT.

**Estudos Detalhados** - têm por objetivo o conhecimento detalhado de um aquífero de modo a permitir o atendimento de uma demanda real como, por exemplo, o abastecimento de um núcleo urbano, de uma fábrica ou o suprimento de água para irrigação. Cabe aqui a utilização de toda a metodologia que se tornar necessária para a definição segura do alcance desejado, isto é, geofísica de detalhe, piezômetros, poços exploratórios etc. Com base nos resultados dos estudos de detalhe é possível, então, realizar-se o que é usualmente chamado de **Projeto Executivo**. Designam-se assim, por exemplo, os estudos que envolvem a concepção de uma bateria de poços para a exploração de um aquífero, a elaboração do projeto dos poços, sua construção, testes de aquífero e de produção e a definição da capacidade de produção dos poços para o alcance desejado.

Neste texto são discutidas as ações básicas, normalmente empregadas, para a realização de estudos hidrogeológicos, principalmente, em bacias sedimentares. Estas ações iniciam pelo levantamento do conhecimento existente, passam pela caracterização geológica e geométrica dos aquíferos e culminam na caracterização hidrogeológica (quantitativa e qualitativa) propriamente dita. Os estudos podem contemplar toda a seqüência exposta ou apenas itens específicos, a depender do nível de conhecimento existente e dos objetivos a que se propõe a pesquisa.

### 4.1.3 Levantamentos Preliminares

Os levantamentos preliminares, na verdade, deveriam anteceder a própria elaboração de uma proposta de estudo hidrogeológico, na medida em que fornecem os subsídios necessários (conhecimento) para uma definição consistente do rumo que deve ser seguido para se alcançar os objetivos previstos.

### Diagnóstico do Conhecimento Atual

Esta é a fase inicial de qualquer trabalho e tem uma enorme importância, particularmente nos estudos de reconhecimento. Constitui-se, às vezes, numa tarefa difícil de realizar, por causa da dispersão dos dados em diferentes instituições, freqüentes erros nesses dados, séries incompletas, informações conflitantes ou enganosas, e problemas diversos. Analisar, filtrar e compatibilizar as informações obtidas são tarefas para um hidrogeólogo experiente. O esforço dedicado a esta fase resulta, geralmente, em um relatório diagnóstico que sintetiza todo o conhecimento disponível, identifica lacunas a preencher, e permite estabelecer eficientemente a programação de estudos a realizar, evitando perdas de tempo e de dinheiro. Devem ser consultados relatórios de pesquisa (internos e/ou inéditos), publicações em revistas científicas nacionais e internacionais, publicações em congressos, simpósios, encontros técnicos etc, teses de doutorado e dissertações de mestrado. Além disso, também devem ser coletados e sistematizados todos os dados existentes e necessários ao desenvolvimento das ações subseqüentes, como, por exemplo, cadastros de poços e pontos d'água, dados de monitoramento quantitativo e qualitativo, dados hidroclimatológicos, cartografia geológica, pedológica e planialtimétrica, dados geofísicos terrestres e aéreos, entre outros. Ressalta-se a importância do registro de séries históricas de monitoramento, de inestimável valor no estudo de aquíferos regionais de grande porte. Cita-se como exemplo de levantamento de dados históricos, a série de descargas e níveis dinâmicos dos poços da bateria da CAERN - Cia. de Água e Esgoto do Rio Grande do Norte, captando o Aquífero Açu na Região de Mossoró, registrada no período de

janeiro/1981 a janeiro/1986. A análise dessa série e sua utilização em um modelo analítico de inversão, muito somaram à compreensão do comportamento hidrodinâmico do aquífero (Feitosa, 1996).

### Definição das Demandas

Geralmente, os estudos hidrogeológicos são motivados pela necessidade de suprir uma determinada demanda, atual ou futura. A avaliação das demandas futuras é comumente tarefa de especialistas, quando sua avaliação exige complexas análises de crescimento demográfico ou desenvolvimento agrícola e industrial. O hidrogeólogo recebe do cliente essas avaliações e utiliza-as para orientar suas pesquisas. Casos há, entretanto, em que inexistem projeções confiáveis de demanda, tornando imperiosas suas avaliações por parte do próprio hidrogeólogo. Cita-se como exemplo o estudo ATEPE/CAERN de Mossoró (Feitosa, 1986). As projeções disponíveis em 1986 foram tidas como subestimadas, uma vez que, aparentemente, não levavam em conta as perspectivas de crescimento advindas da presença da Petrobras na região, nem o grande desenvolvimento da agricultura irrigada. Considerando que a população urbana de Mossoró praticamente triplicou entre 1960 e 1980, admitiu-se que ela tendesse pelo menos a duplicar a cada vinte anos, o que permitiu enriquecer os dados demográficos com dois pontos extrapolados (1990 e 2000). Esses dados admitiram o ajuste de uma lei exponencial de equação:

$$Y = 8433,89 e^{(0,5 \cdot x)}$$

As projeções populacionais foram feitas de acordo com a lei acima, tendo sido confirmadas pelo Censo/91 do IBGE e por uma avaliação local da própria CAERN, em 1995. Nesta última, a lei exponencial já mostrava uma tendência de superestimação, conforme gráfico da figura 4.1.1, sugerindo talvez que o pujante crescimento de Mossoró estivesse sendo atenuado e que as próximas avaliações da demanda futura devessem levar em conta esta tendência. As demandas propriamente ditas, no caso de abastecimento público, são obtidas a partir da população projetada, mediante uma taxa de consumo *per capita* expressa comumente em litros/habitante/dia. A SUDENE propôs, em 1980, taxas de consumo para abastecimento urbano, no Nordeste do Brasil, mostradas na tabela 4.1.1.

Verifica-se, de acordo com a tabela 4.1.1, que as demandas unitárias, além de crescerem naturalmente com a faixa de população, crescem também com o passar do tempo. Este fato deve-se à melhoria das condições sanitárias e do nível geral de vida das populações. Para pequenas comunidades de população inferior a 5.000 habitantes, no Nordeste de hoje, ainda é possível considerar demandas entre 80 e 100 L/hab/dia para fins de abastecimento público.

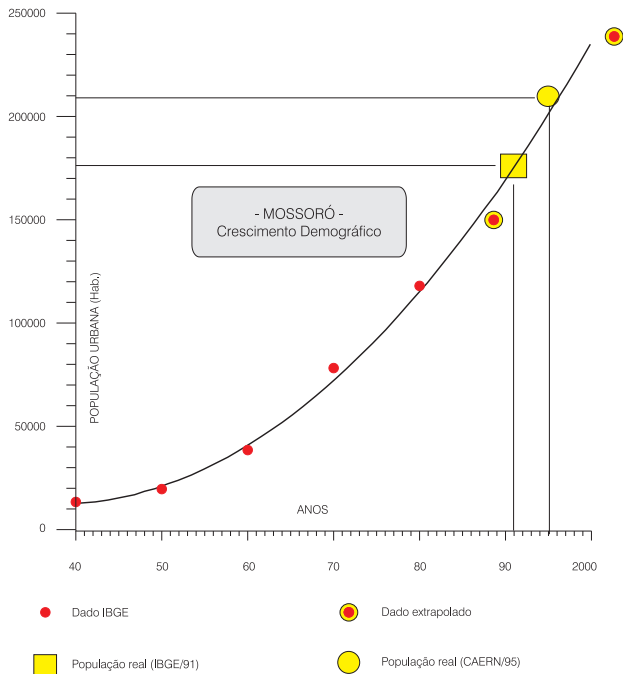


Figura 4.1.1 - Crescimento demográfico de Mossoró (adaptado de Feitosa, 1986).

ANOS	Faixas de população em 1.000 habitantes					
	Até 5	5-10	10-20	20-100	100 a 500	> 500
1980	120	150	175	200	270	350
1985	135	170	210	245	310	425
1990	145	185	230	270	330	460
1995	147	195	242	290	345	480
2000	150	200	250	300	350	495

Tabela 4.1.1 - Consumos per capita em L/hab/dia (BRASIL/SUDENE, 1980).

### 4.1.4 Caracterização Geológica e Geométrica dos Aquíferos

Não se espera, normalmente, que o hidrogeólogo elabore mapas geológicos. Esta é uma tarefa dos geólogos que se dedicam ao mapeamento básico. O hidrogeólogo, comumente, utiliza os mapas geológicos existentes para obter informações sobre o(s) aquífero(s) de interesse, isto é, suas posições, extensões, áreas de recarga e exutórios, seus confinantes e bases impermeáveis etc.

Em geral, em estudos de reconhecimento, são utilizadas as bases geológicas existentes e feitas incursões ao campo para esclarecimento de questões julgadas importantes e detalhamentos das áreas de maior interesse. Esta ação permite a adequação da base geológica aos interesses do trabalho. É comum a utilização da interpretação de produtos de sensores remotos (fotografias aéreas, imagens de satélite, imagens de radar etc.) como apoio aos trabalhos de campo. Esses trabalhos devem ser focados nos

seguintes aspectos: **geográficos** (forma de relevo e padrão de drenagem, tipos principais e densidade da vegetação, tipos e espessura aproximada dos solos, identificação de zonas homogêneas etc.); **litológicos** (litotipos predominantes, estratigrafia, granulometria, grau de diagênese, cimentação e silicificação - em areias e arenitos); **estruturais** (tipos de estruturas presentes, medição de atitudes de camadas, identificação de estruturas sedimentares e ambientes de sedimentação, tipos de contatos litológicos etc.). Em estudos de detalhe, por outro lado, é freqüentemente necessária uma inspeção de campo mais detalhada.

No âmbito da pesquisa hidrogeológica, um espaço especial é reservado às técnicas de sensoriamento remoto que são objeto do capítulo 4.4. No presente capítulo, entretanto, comenta-se um pouco sobre a fotogeologia. Não fosse bastante, por si só, o maravilhoso “transporte do campo para o escritório”, cumpre ainda enfatizar as seguintes vantagens das aerofotos:

- as aerofotos constituem em muitos casos um excelente, senão o melhor, mapa base para os trabalhos de campo. Sem desmerecer, naturalmente, os méritos do moderno e efficientíssimo GPS, as aerofotos ainda são, para muitos fins, valiosos instrumentos na locação precisa de pontos de interesse e na análise geológica e estrutural das interrelações entre esses pontos;
- a visão estereoscópica proporcionada pelas aerofotos permite identificar e caracterizar com rapidez e clareza as seguintes feições: a rede hidrográfica; litotipos principais e seus contatos; feições estruturais importantes no condicionamento da ocorrência e fluxo da água subterrânea, tais como falhas, fraturas, diques intrusivos, planícies aluviais, campos de dunas, estruturas cársticas e outras.

A importância da utilização de aerofotos na pesquisa de água subterrânea fica bem caracterizada nos **estudos de detalhe ou semidetalhe**. Nesses estudos, com efeito, as tarefas a realizar impõem naturalmente, entre outras, a seguinte seqüência de atividades:

- fotogeologia prévia, incluindo uma primeira interpretação litoestrutural, um reconhecimento da drenagem e acessos, e a programação de roteiros e perfis geológicos e geofísicos;
- fotogeologia durante os trabalhos de campo, para cotejar as observações geológicas *in loco* com a interpretação fotogeológica e, assim, refinar esta última. A utilização das aerofotos como mapa-base e para orientar locações é também corriqueira no campo;
- faz-se também uso das aerofotos após os trabalhos de campo, de volta ao escritório, para a integração das informações obtidas com a geofísica e com as observações de campo, visando a elaboração de um mapa final.

A partir da geologia de superfície e dos conhecimentos adicionais obtidos com o inventário de pontos d'água e com levantamentos geofísicos, o hidrogeólogo procura estender o conhecimento do(s) aquífero(s) para a sub-superfície, buscando definir suas espessuras e profundidades. Ele parte, assim, para a elaboração de mapas de contorno estrutural, mapas de isóbatas e mapas de isópacas.

**Mapas de Contorno Estrutural** - são mapas onde são visualizadas as curvas de igual cota do topo ou da base de uma determinada Formação geológica. São comuns as expressões “Mapa da Base do Aquífero Açú” ou “Mapa do Topo do Aquífero Açú”. Esses mapas fornecem uma boa visualização do comportamento estrutural do aquífero.

**Mapas de Isóbatas** - do grego *ísos* = igual e *batos* = *que anda*. No caso, o termo isóbata significa igual profundidade. São mapas onde são visualizadas as linhas de igual profundidade do topo de uma dada

formação aquífera. Esses documentos são de grande importância para prever as profundidades em que o aquífero será alcançado e permitir, assim, a elaboração de projetos realísticos para os poços programados.

**Mapas de Isópacas** - são mapas onde são visualizadas as linhas de igual espessura de uma dada formação geológica. No caso das formações aquíferas, esses documentos revestem-se de especial importância, uma vez que, admitindo-se uma permeabilidade razoavelmente constante, maiores espessuras significam maiores transmissividades e, conseqüentemente, poços com maiores vazões. Esses mapas permitem também avaliar o volume do reservatório subterrâneo e, conhecendo-se a porosidade efetiva, obter-se uma avaliação das reservas. A figura 4.1.2 apresenta exemplos de mapas de isópacas, obtidos: (a) a partir de um estudo geofísico por eletrorresistividade (Feitosa, 2001); e (b) com base em perfis de poços (Feitosa, 1990).

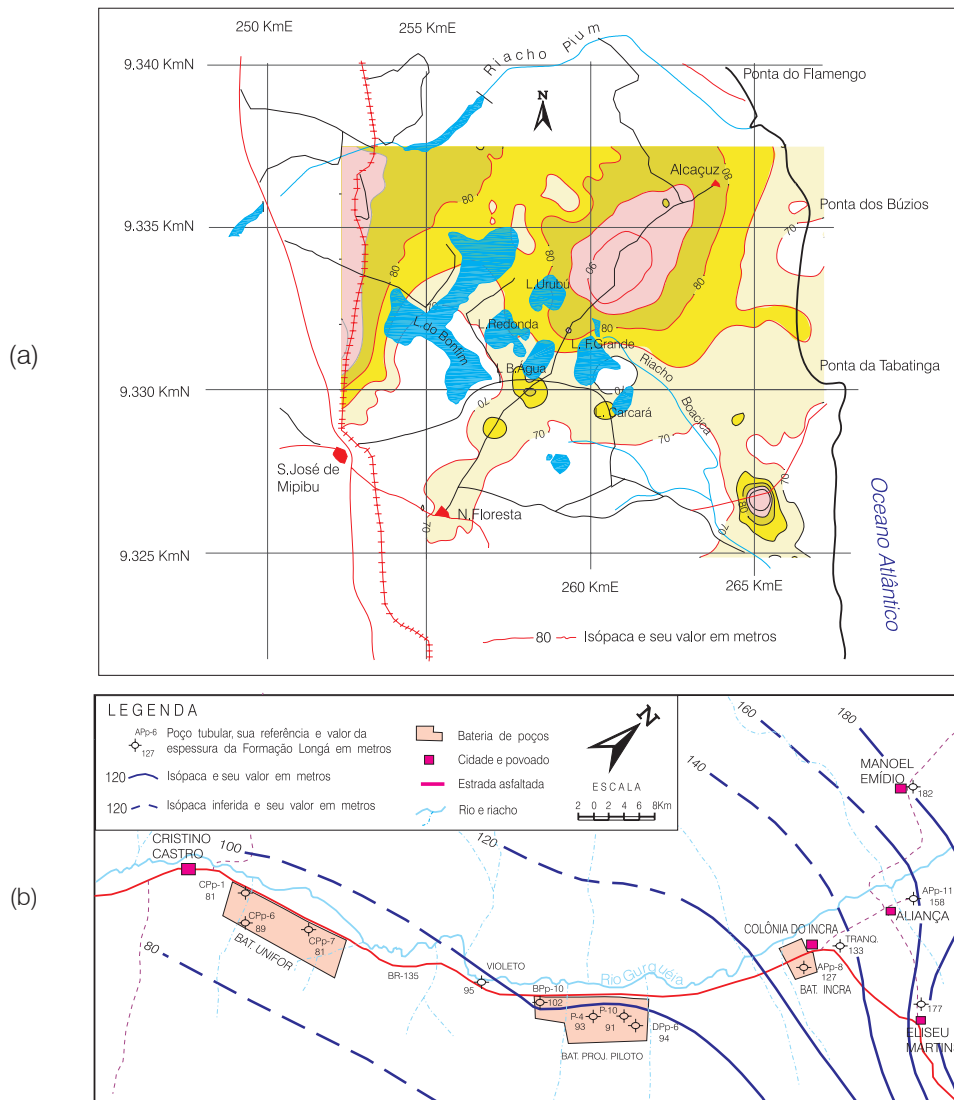


Figura 4.1.2 - Mapas de isópacas: (a) do aquífero Barreiras na região da lagoa do Bonfim, RN (adaptado de Feitosa, 2001); (b) na região do vale do Gurguéia, PI (modificado de Feitosa, 1990).

## Levantamentos Geofísicos

A metodologia de levantamento geofísico consiste na aplicação das ciências físicas ao estudo da parte mais superficial da crosta terrestre, utilizando as propriedades físicas das camadas do subsolo. Resumidamente, esse tipo de prospecção consiste em levantar os valores regionais de uma determinada propriedade, na região de interesse, e em analisar as discrepâncias ou anomalias em relação a esses valores. Por conta da simplicidade dos seus princípios, a geofísica assumiu um papel importantíssimo na pesquisa hidrogeológica, mesmo sendo um método de investigação indireta. Os levantamentos geofísicos são capazes de identificar os locais mais prováveis de acumulação das águas subterrâneas, seja identificando prováveis camadas aquíferas, seja auxiliando no discernimento da configuração estrutural e estratigráfica do subsolo, a um custo relativamente baixo em relação aos métodos diretos. É habitual, nos estudos geofísicos, a utilização de dois ou mais métodos que se complementem e tornem a pesquisa mais eficiente. Normalmente, após o trabalho geológico preliminar na área selecionada, segue-se o estudo por um método geofísico de reconhecimento geral, visando à delimitação de zonas de maior interesse, onde serão utilizados outros métodos para detalhamento das anomalias detectadas na fase anterior, de modo que a interpretação final seja baseada na comparação de vários resultados.

O panorama geral dos métodos geofísicos é mostrado na tabela 4.2.1 do capítulo 4.2. Os três métodos clássicos utilizados em estudos de água subterrânea em áreas sedimentares são: gravimetria, sísmica refração e eletrorresistividade. No Brasil, entretanto, considerando as características particulares do problema e, principalmente, os aspectos de ordem econômica, os métodos mais empregados são o gravimétrico e, particularmente, o método de resistividade elétrica em corrente contínua (SEVs e perfis de resistividade).

O método gravimétrico tem aplicações importantes nos estudos das bacias sedimentares para a exploração de água subterrânea e na compreensão da estrutura da crosta de grandes segmentos litosféricos. A importância da gravimetria na pesquisa de água subterrânea é comparável ao seu uso na prospecção de petróleo. A identificação de falhas verticais e de espessamentos sedimentares é um processo rotineiro e de fácil compreensão na aplicação do método, embora muitas vezes envolvendo ambigüidades. A identificação de depressões tectônicas em bacias sedimentares tem uma importância fundamental na delimitação de aquíferos porosos, e conseqüentemente, na sua modelagem e na locação de poços. Quando se considera o contraste de densidade entre as rochas cristalinas e a maioria das rochas sedimentares, a relação direta entre as propriedades do método gravimétrico e o estudo das bacias sedimentares é obviamente clara. Ele é

numericamente pequeno, porém, perfeitamente capaz de gerar anomalias gravimétricas. Os sedimentos em contato com as rochas cristalinas produzem uma anomalia negativa que será tanto mais intensa quanto maior for sua espessura, desde que a densidade seja razoavelmente homogênea. Esse padrão poderá ser perturbado por um aumento gradativo da densidade dos sedimentos em profundidade ou pela presença de rochas vulcânicas intercaladas nos sedimentos. Tendo em mente essas questões, é possível realizar boas interpretações de dados gravimétricos de bacias sedimentares. Por outro lado, existem restrições ao uso do método em pacotes sedimentares com espessuras inferiores a 100 m. Nesse caso, o efeito da variação da densidade nas rochas cristalinas encobertas pelos sedimentos influenciará em excesso a resposta gravimétrica e adicionará ambigüidades na interpretação. Mesmo assim, o uso criterioso dos dados e de pontos de controle com conhecimento da profundidade e da composição das rochas do embasamento ainda permitirão boas interpretações. A partir de um bom levantamento e interpretação de dados gravimétricos de uma bacia sedimentar, o hidrogeólogo poderá obter uma visualização tridimensional da mesma. Isso inclui a identificação de estruturas e compartimentos não observados na superfície e a possibilidade de poder fazer locações estratégicas e de prever a profundidade dos poços. O entendimento e a quantificação tridimensional de uma bacia constituem valiosas informações na hora de efetuar modelagens e avaliar reservas.

O método de eletrorresistividade através da aplicação de sondagens elétricas verticais (prospecção vertical) e de caminhamentos elétricos (prospecção horizontal) é utilizado de forma muito intensa na pesquisa de água subterrânea, desde os primórdios da hidrogeologia no Brasil. Através desta metodologia é possível conseguir informações básicas sobre a separação de formações arenosas de formações argilosas, variações de espessura, descontinuidades laterais, profundidade e feições do embasamento cristalino, variações de transmissividade e da qualidade da água, entre outras.

Na aplicação destes métodos na prospecção de água subterrânea em terrenos cristalinos, apenas o método de eletrorresistividade oferece boas perspectivas. Para este tipo de rocha, mais recentemente, uma grande ênfase vem sendo dada aos métodos indutivos eletromagnéticos e, entre estes, àqueles métodos que utilizam ondas eletromagnéticas de rádio como fonte de energia ou, mais especificamente, como campo primário (VLF). Os métodos acima citados e os demais mostrados na tabela 4.2.1 são discutidos em detalhe no capítulo 4.2 deste livro.

Além dos métodos geofísicos mostrados na tabela 4.1.2, faz-se importante, ainda, citar os chamados perfis de temperatura. Esses perfis baseiam-se na medição da temperatura do solo a profundidades entre 0,5 e

1,0 metro. Admite-se que as variações da temperatura assim medida, ao longo de um perfil, possam informar sobre as características hidrogeológicas do terreno. Em regiões cristalinas, em particular, espera-se que fraturas saturadas se manifestem nos perfis por quedas de temperatura, em função de uma ascensão capilar mais generosa ao longo do regolito que as recobre. Custodio & Llamas (1983), dedicam apenas algumas linhas a este tema, na página 1.446 do volume 2, dizendo que a técnica é pouco conhecida do ponto de vista prático. Poley & Van Steveninck (1970), referem-se a cerca de trinta aplicações desta técnica, várias delas para a pesquisa de água subterrânea. Demétrio (1998), desenvolveu pesquisas sobre a aplicabilidade de perfis de temperatura para a locação de poços no cristalino do Nordeste. Segundo este autor, o método é tecnicamente viável e oferece perspectivas de boa contribuição à locação de poços em terrenos cristalinos, sendo ainda necessário, entretanto, aperfeiçoar as sondas de medição e os procedimentos de campo.

E, finalmente, é pertinente, neste tópico, discorrer um pouco sobre radiestesia, também chamada de rabiomancia. Que o leitor fique bem alertado de que este tema deve ser considerado aqui como uma mera curiosidade e não como um procedimento técnico. Radiestesia é a capacidade que algumas pessoas teriam de detectar a presença de água no subsolo com o auxílio de dispositivos tais como uma forquilha de madeira, um pêndulo de cortiça ou resina etc. São muito variados os tipos e formatos dos “instrumentos” utilizados. É mais lógico imaginar que, em realidade, não importa o “instrumento” mas que a capacidade de detecção de água subterrânea seria um dom pessoal assim como, por exemplo, a mediunidade. Este fenômeno é chamado de *dowsing* ou *water witching* em inglês, e *baguette divinatoire* em francês. O *Geological Survey* dos Estados Unidos, em face de um grande e sempre crescente número de consultas procedentes de todo o país, no final do século XIX e início do século XX, publicou em 1917 e reeditou em 1957 um estudo sobre o assunto. O autor desse estudo, ELLIS (1917), relacionou uma espantosa bibliografia de cerca de 600 artigos, escalonada no tempo entre 1532 e 1916, o que sugere que o tema deve ser provavelmente tão antigo quanto a própria humanidade. A aura de mistério que envolve a radiestesia, sempre facilitou, naturalmente, a ação de espertalhões inescrupulosos em busca de lucro fácil. Isso não significa dizer, entretanto, que todos os radiestesistas sejam forçosamente embusteiros. É possível que este fenômeno exista efetivamente e que integre aquele vastíssimo campo de fenômenos naturais ainda desconhecidos. Ele não deve ser incluído, claro, entre os procedimentos técnicos adotados na pesquisa hidrogeológica, mas, talvez deva ser incluído nos domínios da parapsicologia. Concorde-se com Custodio & Llamas (1983) e Davis & Dewiest (1966) em considerá-la absolutamente inútil na pesquisa de água subterrânea.

## 4.1.5 Caracterização Hidrogeológica Quantitativa

### Inventário de Pontos d' Água

Define-se como ponto d'água qualquer acesso às águas do aquífero, capaz de fornecer informações sobre o mesmo. São, portanto, pontos d'água: poços tubulares; poços escavados (cacimbões); fontes naturais; galerias filtrantes; zonas pantanosas; rios e lagoas conectados ao aquífero etc. Em qualquer estudo hidrogeológico deve-se inventariar todos os pontos d'água existentes na área. O inventário deve incluir, entre outras, obrigatoriamente, informações sobre a sua localização (coordenadas, locação em aerofoto e mapa), proprietário; tipo do ponto (poço tubular, cacimba etc.), aquífero captado, características construtivas, equipamento instalado, descarga nominal ou medida, nível estático e nível dinâmico. Além disso, também devem ser levantadas estações pluviométricas e fluviométricas e todas as possíveis fontes de contaminação das águas subterrâneas, tais como zonas agricultáveis, pontos de lançamento de efluentes industriais e esgotos, lixões, aterros sanitários, postos de combustível, curtumes etc (ver capítulo 5.4).

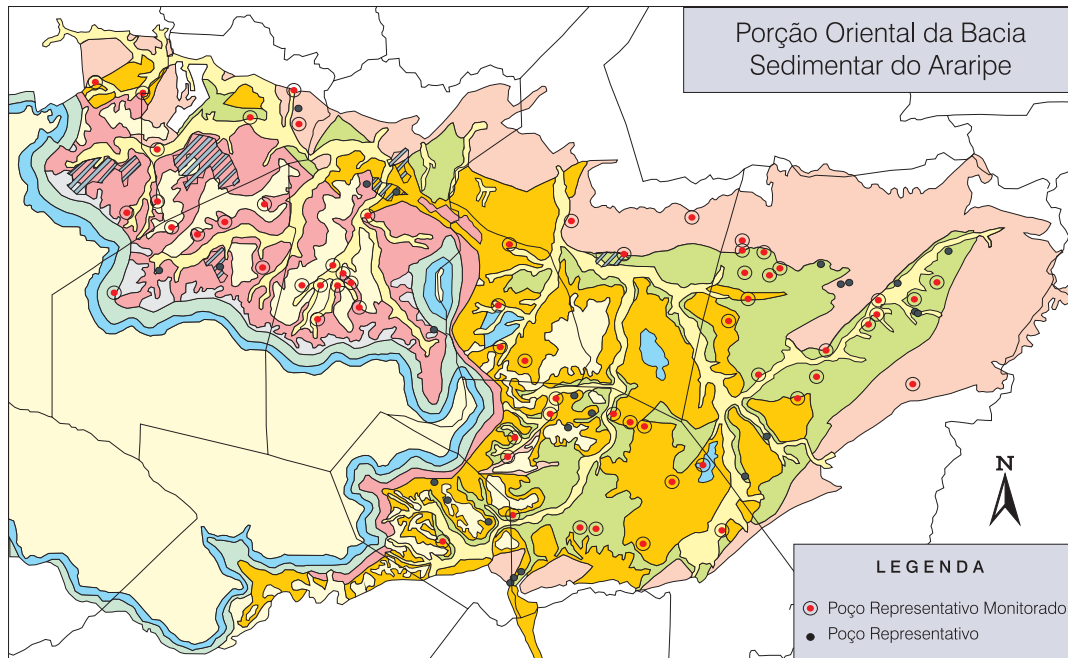
A seguir, é apresentada uma ficha que pode ser utilizada para a realização de inventário de pontos d'água em estudos hidrogeológicos. Deve-se ressaltar, entretanto, que, em função dos objetivos do trabalho, os dados a serem coletados podem variar, sendo acrescidas ou suprimidas informações.

### Implantação de Redes de Monitoramento

Uma vez concluído o inventário de pontos d'água, faz-se uma seleção daqueles pontos mais adequados à obtenção das informações desejadas, de modo a se poder instalar uma rede de monitoramento. Na figura 4.1.3 é apresentada a rede de monitoramento utilizada no projeto **Hidrogeologia da Porção Oriental da Bacia Sedimentar do Araripe**, desenvolvido, no âmbito de uma rede cooperativa de pesquisa, pela CPRM em parceria com a UFC - Universidade Federal do Ceará. No presente capítulo trata-se, apenas, da observação de níveis estáticos e, essencialmente, da interpretação desses dados. Redes de observação destinadas ao monitoramento da qualidade química das águas serão tratadas no capítulo 7.2.

Na seleção dos pontos para observação de níveis d'água, os seguintes aspectos devem ser considerados:

- no caso de poço, o mesmo deve estar preferencialmente paralisado, isto é, sem bombeamento. É possível, entretanto, admitir poços em funcionamento na rede de observação, desde que os mesmos possam ser paralisados pelo menos 12 horas antes da medição de nível;



**Figura 4.1.3** - Rede de monitoramento utilizada no projeto Hidrogeologia da Porção Oriental da Bacia Sedimentar do Araripe (adaptado de CPRM/UFC, 2008).

- existência de dados construtivos e litológicos dos poços;
- captação apenas do nível aquífero considerado como foco do estudo; poços captando diversos níveis ou formações aquíferas não são representativos;
- deve-se procurar uma distribuição espacial o mais possível abrangente, para que se tenha uma boa representatividade espacial do aquífero;
- os pontos d'água que vão constituir a rede de observação devem permitir acesso livre e fácil aos medidores de nível.

O ideal é que sejam instalados hidrômetros em todos os poços produtores da área estudada com a finalidade de avaliar a descarga extraída do aquífero. Caso isso não seja possível, pelo menos deve ser registrada a vazão nominal e o regime de bombeamento de todos os poços para se fazer uma estimativa dessa descarga.

### Nivelamento de Pontos d'Água

Os poços selecionados para fins de observação são denominados usualmente de "piezômetros" (embora teoricamente piezômetro tenha a conotação teórica de ser um poço aberto apenas no fundo para tomada de pressão num ponto) ou poços de observação. Uma vez definida a rede de observação, deve-se nivelar as bocas de todos os poços. Caso as cotas das bocas já sejam conhecidas, este procedimento torna-se naturalmente desnecessário. A seguir serão descritos quatro métodos de nivelamento.

**Nivelamento Barométrico** - método bastante simples, rápido e pouco oneroso. Entretanto, apresenta uma baixa precisão. Não pode ser utilizado em regiões planas, uma vez que o erro do método pode ultrapassar os desníveis que se quer medir. Este método está em desuso, face às modernas técnicas de GPS disponíveis.

**Nivelamento Topográfico** - metodologia muito precisa, mas, em contrapartida, é muito onerosa e lenta. Atualmente pode, também, ser considerada como em desuso, face às modernas técnicas de GPS disponíveis.

**GPS Diferencial (DGPS)** - recurso moderno, extremamente rápido e preciso. O alto custo do equipamento é plenamente compensado pela precisão centimétrica que é possível se obter, em prazos muito curtos e, conseqüentemente a baixos custos operacionais. Na figura 4.1.4 são mostradas fotos ilustrando a utilização do DGPS.

**Uso de imagens SRTM (Shuttle Radar Topographic Mission)** - nas imagens SRTM são conhecidas as cotas de todos os pontos da superfície topográfica. Assim, dispondo-se das coordenadas geográficas de um certo conjunto de poços, pode-se plotá-los na imagem SRTM que os contém e obter-se, de imediato, suas respectivas cotas. Demétrio (2006), demonstra que o erro desse procedimento é inferior a 5,0 metros, nos casos analisados, o que torna viável e muito prática e econômica, em muitas situações, a obtenção das cotas das bocas dos poços através dessas imagens.



## FICHA PARA INVENTÁRIO DE PONTOS D'ÁGUA

### DADOS GERAIS

Numeração do Ponto: <input style="width: 20px; height: 20px;" type="text"/> <input style="width: 20px; height: 20px;" type="text"/> <input style="width: 20px; height: 20px;" type="text"/> <input style="width: 20px; height: 20px;" type="text"/> <input style="width: 20px; height: 20px;" type="text"/> <input style="width: 20px; height: 20px;" type="text"/>	Código do Ponto Inventariado: <input style="width: 20px; height: 20px;" type="text"/> <input style="width: 20px; height: 20px;" type="text"/> <input style="width: 20px; height: 20px;" type="text"/> <input style="width: 20px; height: 20px;" type="text"/> <input style="width: 20px; height: 20px;" type="text"/> <input style="width: 20px; height: 20px;" type="text"/> <input style="width: 20px; height: 20px;" type="text"/> <input style="width: 20px; height: 20px;" type="text"/> <input style="width: 20px; height: 20px;" type="text"/> <input style="width: 20px; height: 20px;" type="text"/>	Código da Fotografia
Natureza do Ponto: <input type="checkbox"/> Poço Tubular <input type="checkbox"/> Galeria Filtrante <input type="checkbox"/> Poço Escavado <input type="checkbox"/> Zona Pantanosa <input type="checkbox"/> Fonte Natural <input type="checkbox"/> Rio ou Lagoa		Localidade: ..... Município/UF: ..... Proprietário do Terreno: ..... Natureza do Terreno: <input type="checkbox"/> Público <input type="checkbox"/> Particular Endereço do Proprietário: .....
Construído em: ...../...../.....	Construtor: .....	Contratante: .....

### DADOS DE LOCALIZAÇÃO

Latitude <input style="width: 20px;" type="text"/> ° <input style="width: 20px;" type="text"/> ' <input style="width: 20px;" type="text"/> " Longitude <input style="width: 20px;" type="text"/> ° <input style="width: 20px;" type="text"/> ' <input style="width: 20px;" type="text"/> "	Mapa Planialtimétrico: Fotografia Aérea: Imagem de Satélite:
---	--

### DADOS HIDROGEOLÓGICOS

Aquífero Captado: Espessura do Aquífero no ponto (m):	Natureza do Aquífero: <input type="checkbox"/> Granular <input type="checkbox"/> Fissural <input type="checkbox"/> Cárstico
--	---

#### PERFIL CONSTRUTIVO

#### PERFIL LITOLÓGICO

DIÂMETRO (POL)	INTERVALO (m)	EXTENSÃO (m)	INTERVALO (m)	VOLUME (m³)	INTERVALO (m)	DESCRIÇÃO SUMÁRIA	UNIDADE GEOLÓGICA
PERFURAÇÃO			PRÉ-FILTRO				
			CIMENTAÇÃO				
REVESTIMENTO			MÉTODO	TEMPO (horas)			
TIPO:			LIMPEZA				
FILTROS OU ENTRADA D'ÁGUA			DESENVOLVIMENTO				
TIPO:		ABERTURA (mm)					

### Dados Hidráulicos (\*)

Data	Equipamento de Bombeamento	Duração (horas)	Vazão - Q (m³/h)	NE (m)	ND ao final do teste (m)	s (m)	Q/s (m³/h/m)	OBS

(\*) - Os dados são referentes a um resumo de um teste de produção, transcritos da ficha de teste de bombeamento. Dados completos de testes de produção e dados de testes de aquífero devem ser registrados na ficha apresentada na figura 6.3.24.

### DADOS HIDROQUÍMICOS - QUALIDADE DA ÁGUA

#### MEDIDAS IN SITU

Data	CE (µs/cm)	Temperatura (°C)	pH	O <sub>2</sub> Dissolvido	Aspecto		Odor		Gosto	
					Límpido	Turvo	C/ Odor	Inodoro	Tipo	Insípido

Condições Sanitárias	Laje de Proteção <input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Tampa de Poço <input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	CERCADO <input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO
----------------------	---	--	--

DADOS DE INSTALAÇÃO DA CAPTAÇÃO			
Equipamento Bombeamento: <input type="checkbox"/> Bomba Submersa <input type="checkbox"/> Compressor <input type="checkbox"/> Bomba Injetora <input type="checkbox"/> Catavento <input type="checkbox"/> Bomba Centrífuga <input type="checkbox"/> Sarilho <input type="checkbox"/> B. Eixo Prolongado <input type="checkbox"/> Bomba Manual <input type="checkbox"/> Outros:..... Crivo da Bomba (m)..... Potência do Equipamento: ..... Diâmetro do Tubo Edutor(pol)..... Ano de instalação da Bomba .....		Fonte de Energia: Elétrica: Monofásica <input type="checkbox"/> Trifásica <input type="checkbox"/> Combustível: Gasolina <input type="checkbox"/> Óleo Diesel <input type="checkbox"/> Alternativa: Eólica <input type="checkbox"/> Solar <input type="checkbox"/> Outra:..... Reservatório: Alvenaria <input type="checkbox"/> Fibra <input type="checkbox"/> Amianto <input type="checkbox"/> Metal <input type="checkbox"/> Terrestre <input type="checkbox"/> Elevado <input type="checkbox"/> Capacidade (m³).....	
Distribuição: <input type="checkbox"/> Chafariz <input type="checkbox"/> Lavanderia <input type="checkbox"/> Injeção em Rede <input type="checkbox"/> Bebedouro p/ Animais <input type="checkbox"/> Irrigação Direta <input type="checkbox"/> Outra: ..... .....			
DADOS OPERACIONAIS DA CAPTAÇÃO (**)			
Vazão (L/h)	Níveis da Água (m)		Regime de Bombeamento
Medida:..... Informada:.....	Nível Estático (NE):..... <input type="checkbox"/> Informado <input type="checkbox"/> Medido Nível Dinâmico (ND):..... <input type="checkbox"/> Informado <input type="checkbox"/> Medido		Horas/Dia:..... Dias/Semana:.....
(**) - Dados obtidos na visita ao local			
SITUAÇÃO DA CAPTAÇÃO E INSTALAÇÕES			
<input type="checkbox"/> Em Operação  <input type="checkbox"/> Paralisada  <input type="checkbox"/> Não Instalada  <input type="checkbox"/> Abandonada	Motivo da Falta de Funcionamento		
	Paralisada	Não Instalada	Abandonada
	<input type="checkbox"/> Salinização <input type="checkbox"/> Quebra de Equipamento <input type="checkbox"/> Peça de Reposição <input type="checkbox"/> Baixa Vazão <input type="checkbox"/> Uso Estratégico	<input type="checkbox"/> Salinização <input type="checkbox"/> Falta de Energia <input type="checkbox"/> Indefinido	<input type="checkbox"/> Seco  <input type="checkbox"/> Obstruído
Sistema de Bombeamento (Bomba + Motor + Educação) <input type="checkbox"/> Boa <input type="checkbox"/> Regular <input type="checkbox"/> Ruim	Sistema de Distribuição (Adução+Reservatório+Distribuição) <input type="checkbox"/> Boa <input type="checkbox"/> Regular <input type="checkbox"/> Ruim	Abrigo (Casa de Bomba) <input type="checkbox"/> Boa <input type="checkbox"/> Regular <input type="checkbox"/> Ruim	Proteção Sanitária (Laje+Tampa+Cercado) <input type="checkbox"/> Boa <input type="checkbox"/> Regular <input type="checkbox"/> Ruim
ASPECTOS AMBIENTAIS E SOCIAIS			
Fontes Potenciais de Contaminação: <input type="checkbox"/> Cemitério <input type="checkbox"/> Lixão <input type="checkbox"/> Fossa <input type="checkbox"/> Curral/pocilga/granja <input type="checkbox"/> Postos de combustível <input type="checkbox"/> Indústrias <input type="checkbox"/> Curtumes <input type="checkbox"/> Utilização de Agrotóxicos etc <input type="checkbox"/> Outros:..... Distância à fonte de contaminação em metros: .....		Lançamento de rejeito de dessalinização: <input type="checkbox"/> Solo <input type="checkbox"/> Drenagem <input type="checkbox"/> Tanque de Evaporação ou uso na piscicultura <input type="checkbox"/> Outros:..... Uso da Água: <input type="checkbox"/> Abastecimento: <input type="checkbox"/> Primário <input type="checkbox"/> Secundário Quantidade de pessoas abastecidas:..... <input type="checkbox"/> Industrial <input type="checkbox"/> Irrigação    Quantidade de ha irrigados..... <input type="checkbox"/> Outros:.....	
OBSERVAÇÕES:			
Informante: ..... Inventariante: ..... Data: ...../...../.....			



**Figura 4.1.4** - Processo de nivelamento de poços utilizando DGPS: (a) calibração do equipamento utilizando um marco do IBGE; (b) medição do valor da cota da boca de um poço (CPRM/UFBA, 2008).

## Operação de Redes de Monitoramento

A operação de uma rede de monitoramento consiste em medir periodicamente os níveis d'água nos poços (através de medidores de níveis manuais, figura 6.3.4, ou automáticos, figura 6.3.6), com o objetivo de obter a distribuição espacial das cargas hidráulicas<sup>(1)</sup> do aquífero. A figura 4.1.5, ilustra o procedimento para a medição do nível estático em um poço e a obtenção da carga hidráulica. É importante deixar bem claro que as cargas hidráulicas, ou potenciais hidráulicos, são expressas em metros acima de um dado referencial, daí serem, às vezes, chamadas de cotas potenciométricas. O referencial adotado é, geralmente, o nível do mar, mas nada impede que possa ser utilizado outro referencial qualquer. Também devem ser registrados (ou avaliados) os volumes de água extraídos pelos poços.

Em estudos regionais e às vezes, também, locais, é comum associar ao monitoramento quantitativo o monitoramento qualitativo, de forma a otimizar os custos. Assim, aproveitando-se uma visita a um determinado ponto, deve-se realizar, além das medições de nível e registro do volume de água produzido pelo poço, coletas de água para análises físico-químicas e isotópicas (se for o caso), em laboratório, e medição dos parâmetros passíveis de serem avaliados *in loco* (CE, pH, T, O<sub>2</sub> etc.).

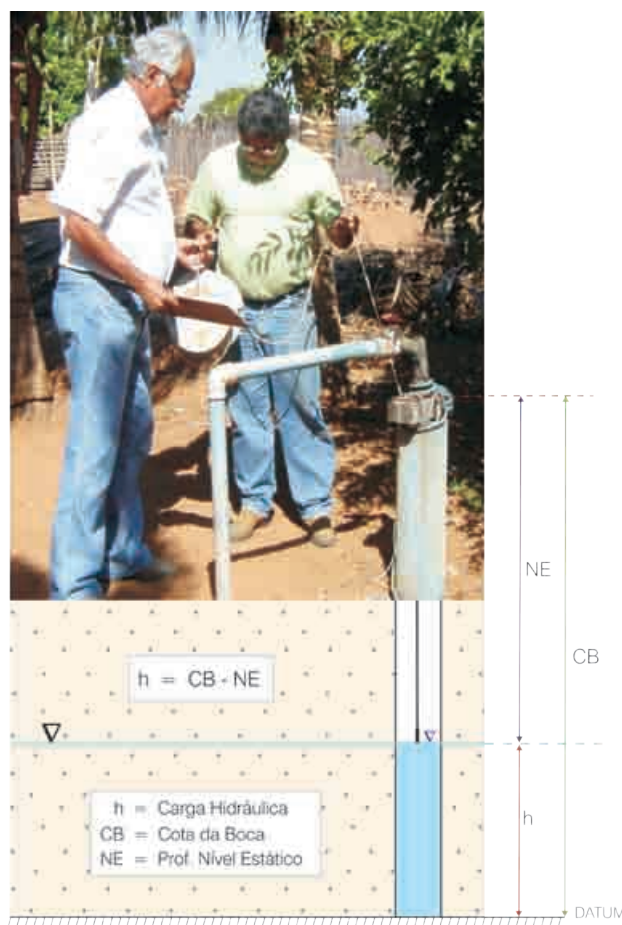
## Potenciométrica

Entender o que é potenciométrica de um aquífero implica a compreensão de três importantes conceitos que são: **superfície potenciométrica**, **superfície eqüipotencial** e **linha eqüipotencial**.

(1) A expressão "carga hidráulica" tem aqui o mesmo significado que "potencial hidráulico"

## Superfície Potenciométrica

Superfície potenciométrica é o lugar geométrico dos pontos que marcam as alturas potenciométricas de um aquífero, referidas a uma dada profundidade. Pode-se, também, dizer que é uma superfície, referida a uma dada profundidade, que inclui todos os pontos definidos por valores de cargas hidráulicas. No caso de aquíferos livres, as superfícies potenciométricas descrevem aproximadamente a superfície do freático, tendo, portanto, uma representação real. No caso de aquíferos confinados, essas superfícies são virtuais, situadas acima do topo do aquífero e, mesmo, acima da superfície do terreno, quando existe artesianismo jorrante. Uma superfície potenciométrica horizontal pode significar que as cargas hidráulicas são iguais no nível de profundidade a que a mesma se reporta, sugerindo, assim, imobilidade das águas, isto é, ausência de fluxo subterrâneo. Essas águas estão, entretanto, quase sempre em movimento, de modo que as superfícies potenciométricas são, geralmente, inclinadas, podendo mesmo assumir feições bastante complexas, dadas as freqüentes complexidades geológicas dos aquíferos e, conseqüentemente, do



**Figura 4.1.5** - Procedimento para medição do nível estático e obtenção da carga hidráulica (foto cedida pela CPRM).

fluxo subterrâneo. A figura 4.1.6 procura ilustrar o conceito de superfície potenciométrica. Nesta figura, o plano XY deve ser considerado como um plano horizontal no seio do aquífero.

### Superfície Eqüipotencial

As superfícies eqüipotenciais, por sua vez, são superfícies virtuais sempre no seio do aquífero, nas quais todos os pontos têm o mesmo potencial hidráulico ou, em outras palavras, a mesma carga hidráulica. Em meios porosos homogêneos e isotrópicos, as superfícies eqüipotenciais interceptam ortogonalmente as linhas de fluxo, o que é sempre levado em conta na elaboração de mapas potenciométricos.

Numa superfície eqüipotencial vertical, o potencial ou carga hidráulica não depende da profundidade, uma vez que é constante em toda essa superfície. Como os aquíferos sedimentares são dispostos em posição horizontal ou muito próximo disso, o fluxo subterrâneo natural aproxima freqüentemente um padrão de fluxo horizontal, sem componentes verticais significativas. Um poço vertical, portanto, ficaria contido na mesma superfície eqüipotencial, como mostrado na figura 4.1.7. Nestes casos, um poço destinado a medição da carga hidráulica não precisa ser totalmente penetrante.

Nas proximidades de zonas de recarga, em aquíferos muito inclinados, nas proximidades de captações, no caso de rios efluentes etc, as superfícies eqüipotenciais são acentuadamente encurvadas, resultado da presença de componentes verticais de fluxo importantes. Nesses casos, um poço vertical interceptaria uma infinidade de superfícies eqüipotenciais, o que se traduziria por uma variação da carga hidráulica com a profundidade. A figura 4.1.8 procura ilustrar esse comportamento.

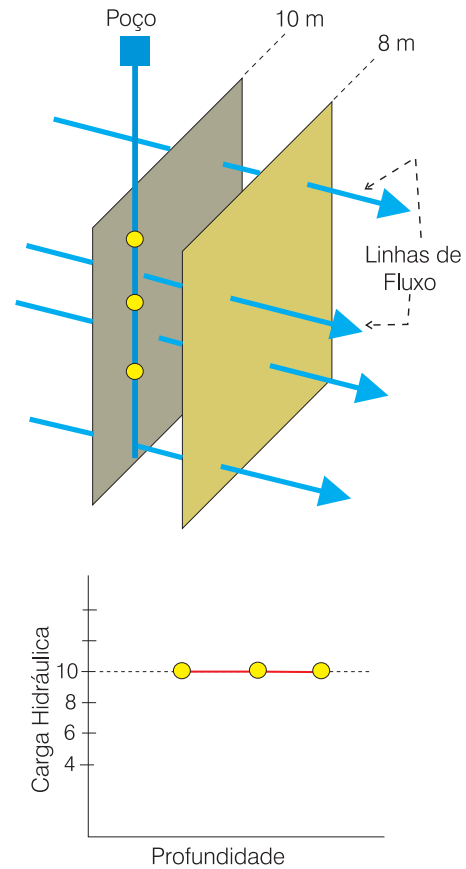


Figura 4.1.7 - Superfície eqüipotencial vertical.

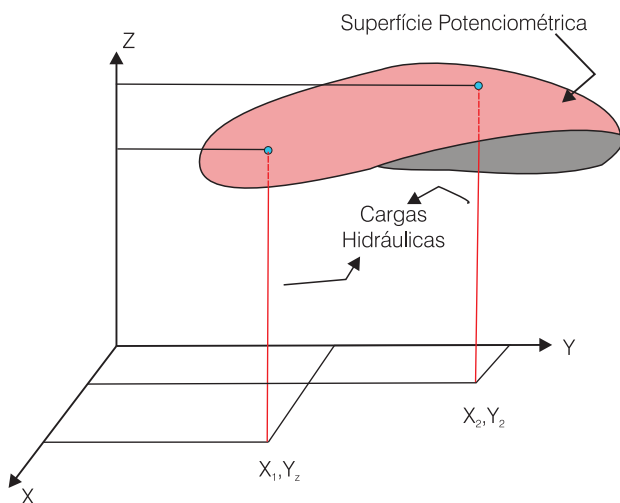


Figura 4.1.6 - Visualização espacial de uma superfície potenciométrica.

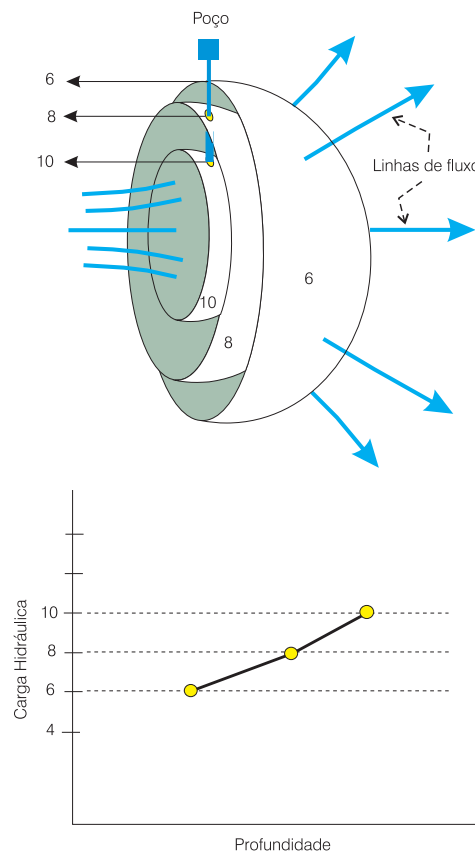


Figura 4.1.8 - Ilustração de uma superfície eqüipotencial encurvada.

## Linha Eqüipotencial

Finalmente, a linha eqüipotencial pode ser entendida como a projeção, em planta, da intersecção de uma superfície potenciométrica com um plano de cota potenciométrica definida. As projeções das intersecções dessa superfície com diferentes planos, de diferentes cotas potenciométricas, gera um conjunto de linhas eqüipotenciais conhecido como **mapa potenciométrico** ou mapa de fluxo subterrâneo. A figura 4.1.9 procura ilustrar esquematicamente o conceito de linha eqüipotencial e mapa potenciométrico.

## Tipos de Superfície Potenciométrica

De acordo com a escola francesa, é possível visualizar seis tipos de superfícies potenciométricas elementares.

- **Superfície Cilíndrica** - as linhas eqüipotenciais são retas paralelas.
- **Superfície Radial** - as linhas eqüipotenciais são curvas e as linhas de corrente tendem a convergir.
- **Superfície Plana** - a separação entre as linhas eqüipotenciais é constante.
- **Superfície Parabólica** - a separação entre as linhas eqüipotenciais diminui na direção do fluxo.
- **Superfície Hiperbólica** - a separação entre as linhas eqüipotenciais aumenta na direção do fluxo.
- **Superfície Elíptica** - a separação entre as linhas eqüipotenciais diminui para ambos os lados a partir de uma delas, que funciona como divisor de águas.

As superfícies elementares citadas podem combinar-se para gerar vários tipos de superfícies potenciométricas, de acordo com a separação das linhas

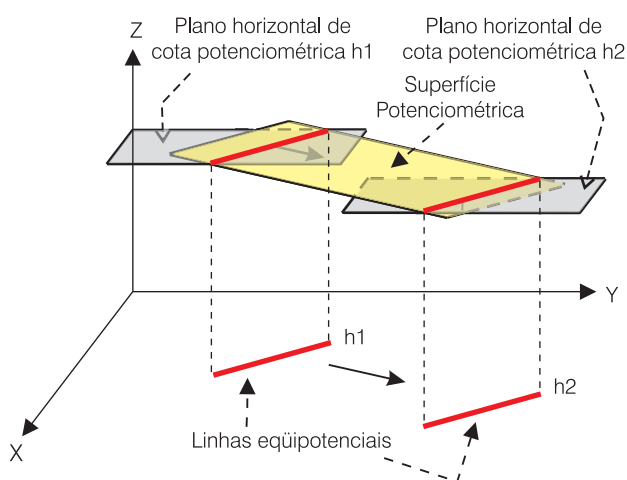


Figura 4.1.9 - Conceituação de linha eqüipotencial.

eqüipotenciais e sua concavidade, ou a disposição relativa das linhas de corrente. Exemplificam-se a seguir vários desses tipos, lembrando que as superfícies reais podem ser mais complexas, combinando dois ou mais tipos diferentes. No caso de superfícies cilíndricas planas, as linhas eqüipotenciais são retas paralelas, como mostrado na figura 4.1.10. No caso de uma superfície radial divergente, as linhas eqüipotenciais são curvas e as linhas de corrente tendem a divergir a jusante do fluxo, como mostrado na figura 4.1.11. A figura 4.1.12 exemplifica o caso de uma superfície radial convergente. As linhas de corrente convergem radialmente a jusante do fluxo, sendo o caso típico de fluxo radial para poços. Na superfície parabólica cilíndrica, a separação entre as linhas eqüipotenciais diminui na direção do fluxo, como mostrado na figura 4.1.13. No caso mostrado na figura 4.1.14, a separação entre as linhas eqüipotenciais diminui para um lado e para o outro a partir de uma delas, caracterizando uma superfície elíptica.

## Traçado das Linhas Eqüipotenciais

No traçado das linhas eqüipotenciais, também chamadas de curvas potenciométricas, algumas condições básicas devem ser obedecidas, em função das condições de contorno do problema. As principais são:

- devem ser normais aos limites impermeáveis; e
- devem ser paralelas às superfícies e linhas de nível constante, tais como rios, lagos, mares etc., que tenham conexão com o aquífero.

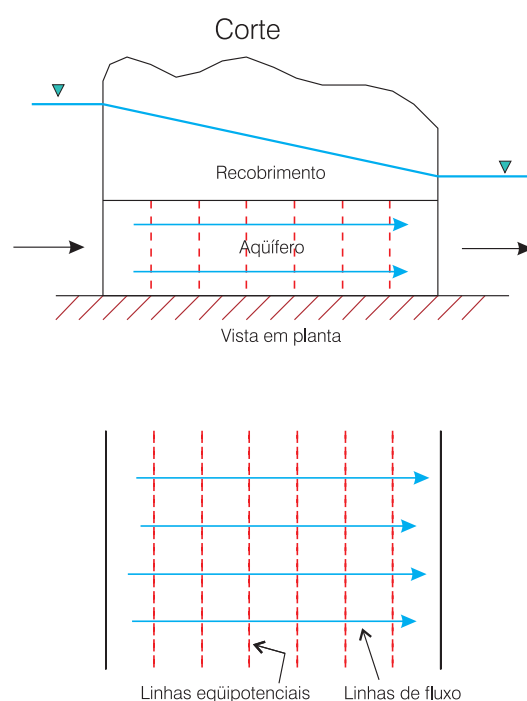
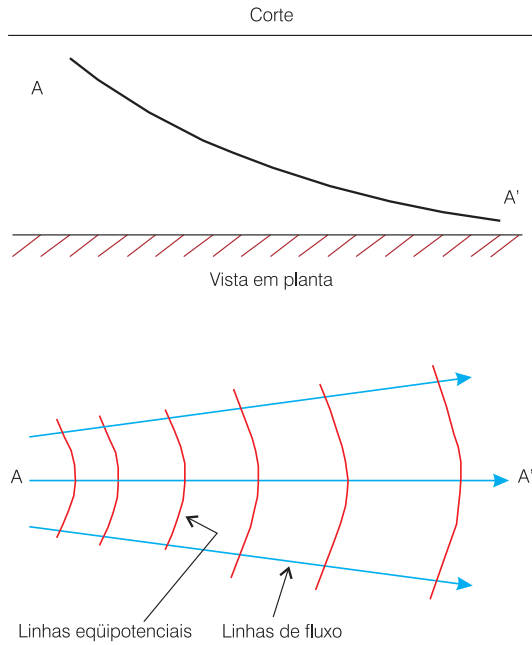
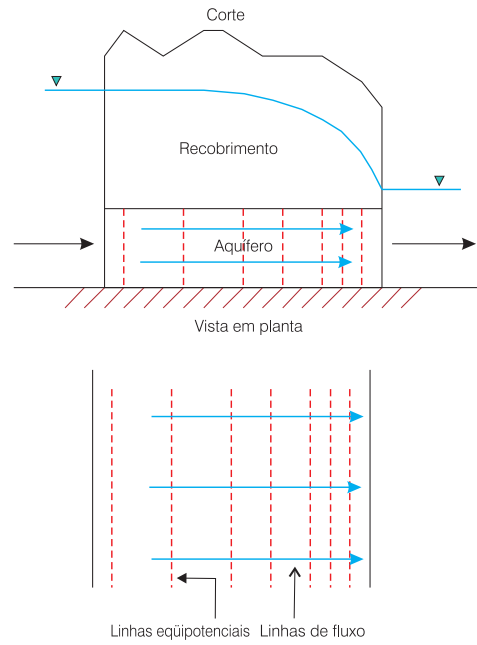


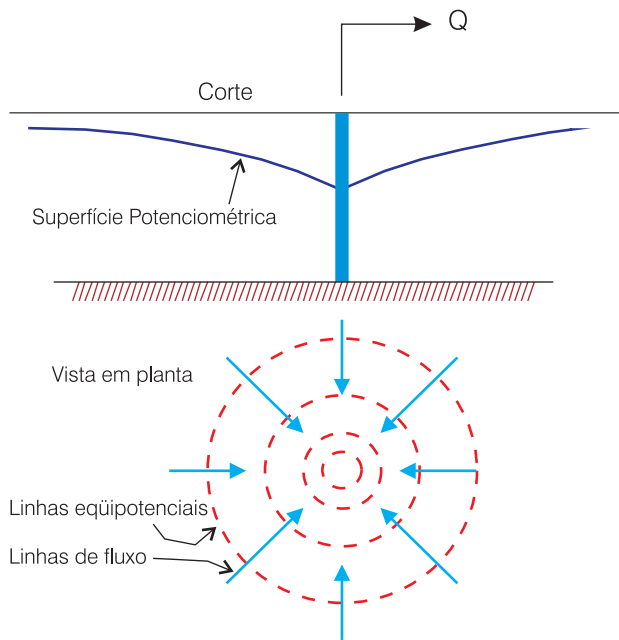
Figura 4.1.10 - Superfície cilíndrica plana (modificado de Custodio & Llamas, 1983).



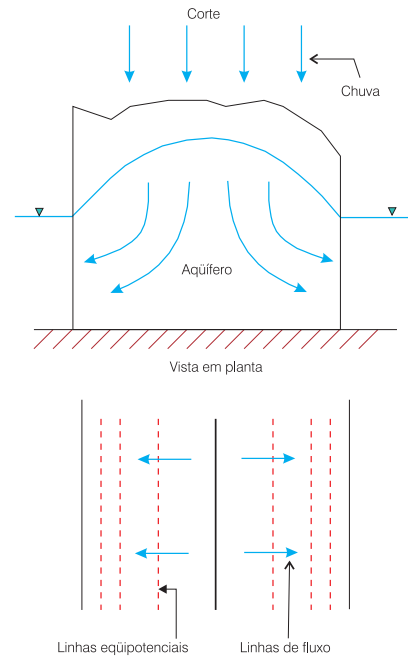
**Figura 4.1.11** - Superfície radial divergente (modificado de Custodio & Llamas, 1983).



**Figura 4.1.13** - Superfície parabólica cilíndrica (modificado de Custodio & Llamas, 1983).



**Figura 4.1.12** - Superfície radial convergente (modificado de Custodio & Llamas, 1983).



**Figura 4.1.14** - Superfície elíptica cilíndrica (modificado de Custodio & Llamas, 1983).

A equidistância é função do caso em estudo, da escala, da densidade dos pontos amostrais, precisão das medições etc. Costuma variar entre 0,5 e 1,0 m ou até 5,0 ou mais metros. A inclinação da superfície potenciométrica é, também, muito importante. O conhecimento do problema deve ser levado em conta no traçado das linhas equipotenciais. Por exemplo, no caso de aquífero livre, onde as linhas equipotenciais não podem estar acima da topografia. O traçado dessas linhas encerra, assim, certo grau de subjetividade.

### Interpretação Qualitativa de Superfícies Potenciométricas

No caso da interpretação qualitativa de superfícies potenciométricas, a abordagem será feita a partir de alguns exemplos específicos apresentados. Inicialmente, o caso ilustrado pela figura 4.1.15, parte (A), admite as seguintes interpretações:

- maiores gradientes significam menores transmissividades; e

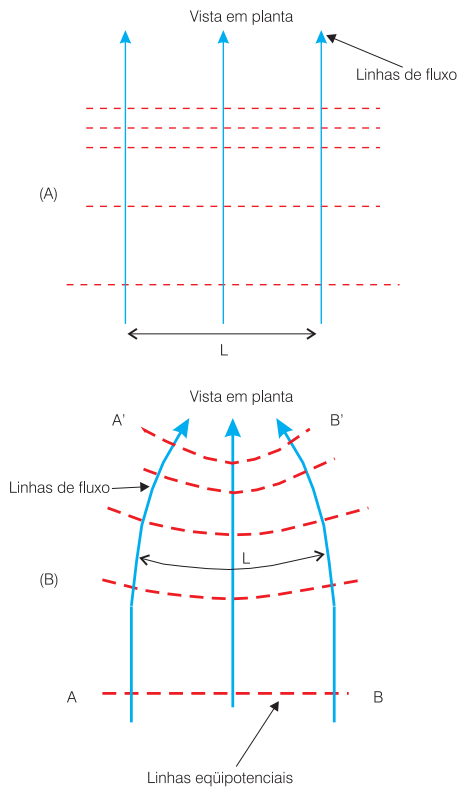
- menores gradientes significam maiores transmissividades.

Justificativa:

$$Q = K.A.i = K.b.L.i = T.L.i \rightarrow T = [(1/i)(Q/L)] \quad (4.1.1)$$

onde, **Q** é a vazão natural do fluxo subterrâneo, **K** é a condutividade hidráulica do meio aquífero, **T** é a transmissividade hidráulica do meio aquífero, **i** é o gradiente hidráulico, **b** é a espessura saturada e **L** é o comprimento da frente de escoamento. Em outras palavras, a transmissividade é inversamente proporcional ao gradiente hidráulico, desde que a razão **Q/L** seja sempre constante.

No caso exemplificado na parte (B) da figura 4.1.15, a análise qualitativa fica mais complicada, uma vez que entram em jogo não apenas variações de transmissividade, mas também, variações de seção do fluxo.

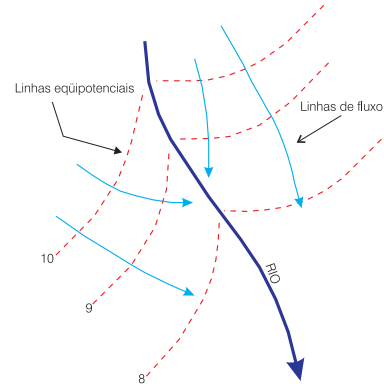


**Figura 4.1.15** - Casos de linhas de corrente paralelas e convergentes (modificado de Custodio & Llamas, 1983).

Justificativa:

$$Q = K.A.i = K.b.L.i \rightarrow [Q/(b.L)] = K.i \quad (4.1.2)$$

Como mostrado na equação (4.1.2), para **Q**, **b** e **K** constantes, **T** é também constante. Então **i** é inversamente proporcional à largura da seção de fluxo. Esta feição de linhas de corrente convergentes, além de caracterizar o fluxo radial para um poço (figura 4.1.14) é também associada à descarga para um rio, conforme exemplificado na figura 4.1.16.



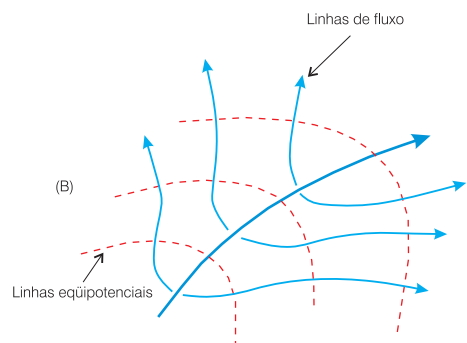
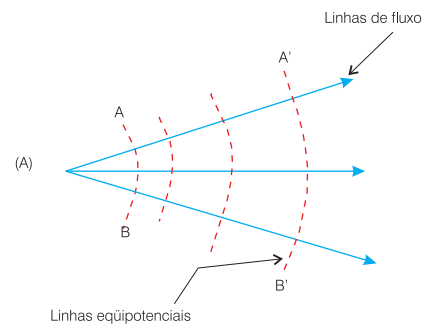
**Figura 4.1.16** - Exemplo prático de linhas de corrente convergentes: rio efluyente.

No caso de linhas de corrente divergentes, como mostrado na figura 4.1.17, parte A, mantidos constantes **Q**, **b**, e **K**, o comportamento normal das linhas equipotenciais é o oposto do anterior, isto é, os gradientes diminuem na direção do fluxo. A justificativa matemática é a mesma. Esta feição de fluxo é comumente associada à recarga, como mostrado na parte B da figura 4.1.17.

### Análise Quantitativa de Superfícies Potenciométricas

A análise quantitativa das superfícies potenciométricas baseia-se na Lei de Darcy, admitindo-se o meio como isotrópico. Considere a parte (A) da figura 4.1.18. O fluxo que cruza a frente de escoamento AB, é dado por:

$$q = T.AB.i \text{ (fluxo horizontal)} \quad (4.1.3)$$



**Figura 4.1.17** - Linhas de correntes divergentes (modificado de Custodio & Llamas, 1983).

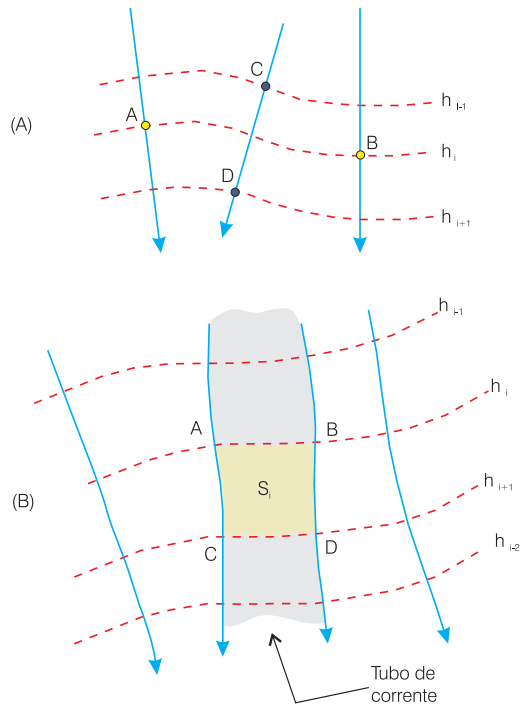


Figura 4.1.18 - Análise quantitativa de superfícies potenciométricas (adaptado de Custodio & Llamas, 1983).

Supõe-se que  $T$  e  $i$  são constantes ao longo de AB, logo o gradiente hidráulico  $i$  é avaliado como:

$$i = [(h_{i-1} - h_{i+1})/CD] \quad (4.1.4)$$

Para a avaliação de  $i$ , deve ser escolhido um trecho sem recargas ou descargas importantes. Se considerarmos agora, na parte (B) da figura 4.1.18, duas linhas de corrente contíguas, isto é, um tubo de corrente, pode-se dizer que em seu interior a vazão é constante. Na presença de recarga ou descarga, a vazão sofrerá variações iguais aos valores da recarga ou descarga. Na malha ABCD, de área  $S_i$ , pode-se fazer o seguinte balanço:

$$\text{Entrada em AB} + \text{Recarga em } S_i - \text{Descarga em } S_i = \text{Saída em CD}$$

ou, mais convenientemente:

$$\text{Entrada em AB} - \text{Saída em CD} = \text{Descarga em } S_i - \text{Recarga em } S_i$$

Expressando a equação acima com o auxílio da Lei de Darcy, vem:

$$T_i i_{AB} - T_{i+1} i_{i+1} CD = q S_i \quad (4.1.5)$$

onde,  $T_i$  é a transmissividade média ao longo de AB,  $T_{i+1}$  é a transmissividade média ao longo de CD,  $i_i$  é o gradiente hidráulico na entrada AB,  $i_{i+1}$  é o gradiente hidráulico na saída CD e  $q$  é a vazão líquida por unidade de área (descarga-recarga), cruzando a frente de escoamento CD.

Quando:

- $q < 0 \rightarrow$  recarga  $>$  descarga  $\rightarrow$  cresce o armazenamento
- $q > 0 \rightarrow$  recarga  $<$  descarga  $\rightarrow$  diminui o armazenamento
- $q = 0 \rightarrow$  recarga = descarga  $\rightarrow$  armazenamento não alterado, isto é, regime estacionário.

No caso de uma superfície potenciométrica cilíndrica (eqüipotenciais são retas paralelas, figura 4.1.19) e em regime permanente ( $q = 0$ ), a aplicação da expressão acima a dois pontos E e F, resulta em:

$$T_E i_E l = T_F i_F l \rightarrow T_E i_E = T_F i_F \quad (4.1.6)$$

E, naturalmente, se a transmissividade do aquífero é constante,  $i_E = i_F$  e a superfície potenciométrica seria um plano.

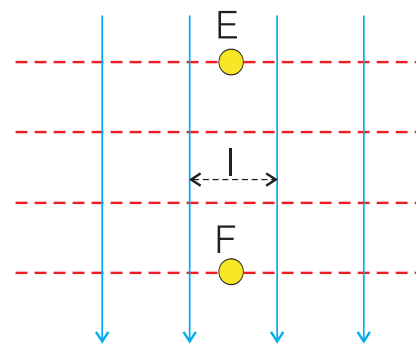


Figura 4.1.19 - Superfície potenciométrica cilíndrica (adaptado de Custodio & Llamas, 1983).

### Exemplos de Mapas Potenciométricos

No presente tópico são apresentados e comentados alguns exemplos de mapas potenciométricos. Mostra-se, inicialmente, na figura 4.1.20, o mapa potenciométrico da região do complexo lagunar do Bonfim, no Rio Grande do Norte, cerca de 15 km ao sul de Natal. O fluxo subterrâneo diz respeito ao sistema aquífero Dunas/Barreiras na bacia sedimentar cretácica PB/RN.

No cômputo geral, observa-se que o fluxo das águas subterrâneas acha-se perfeitamente harmonizado com os níveis dos espelhos líquidos das lagoas, buscando radialmente os exutórios naturais, ou seja, o rio Pitimbu, ao norte, o rio Trairi, ao sul, e as drenagens que compõem o riacho Boa Cica, a ESE. A lagoa do Bonfim recebe, em toda a sua borda oeste, contribuições subterrâneas procedentes do oeste. As águas da própria lagoa, aduzidas a áreas irrigadas existentes no seu flanco oeste, podem, talvez, estar contribuindo para formar ou intensificar as feições de recarga observadas no mapa potenciométrico. A lagoa repassa água de volta ao aquífero, pelas suas extremidades norte e sul, nas direções, respectivamente, dos rios Pitimbu e Trairi. Parte substancial desse fluxo, entretanto, contorna a zona de



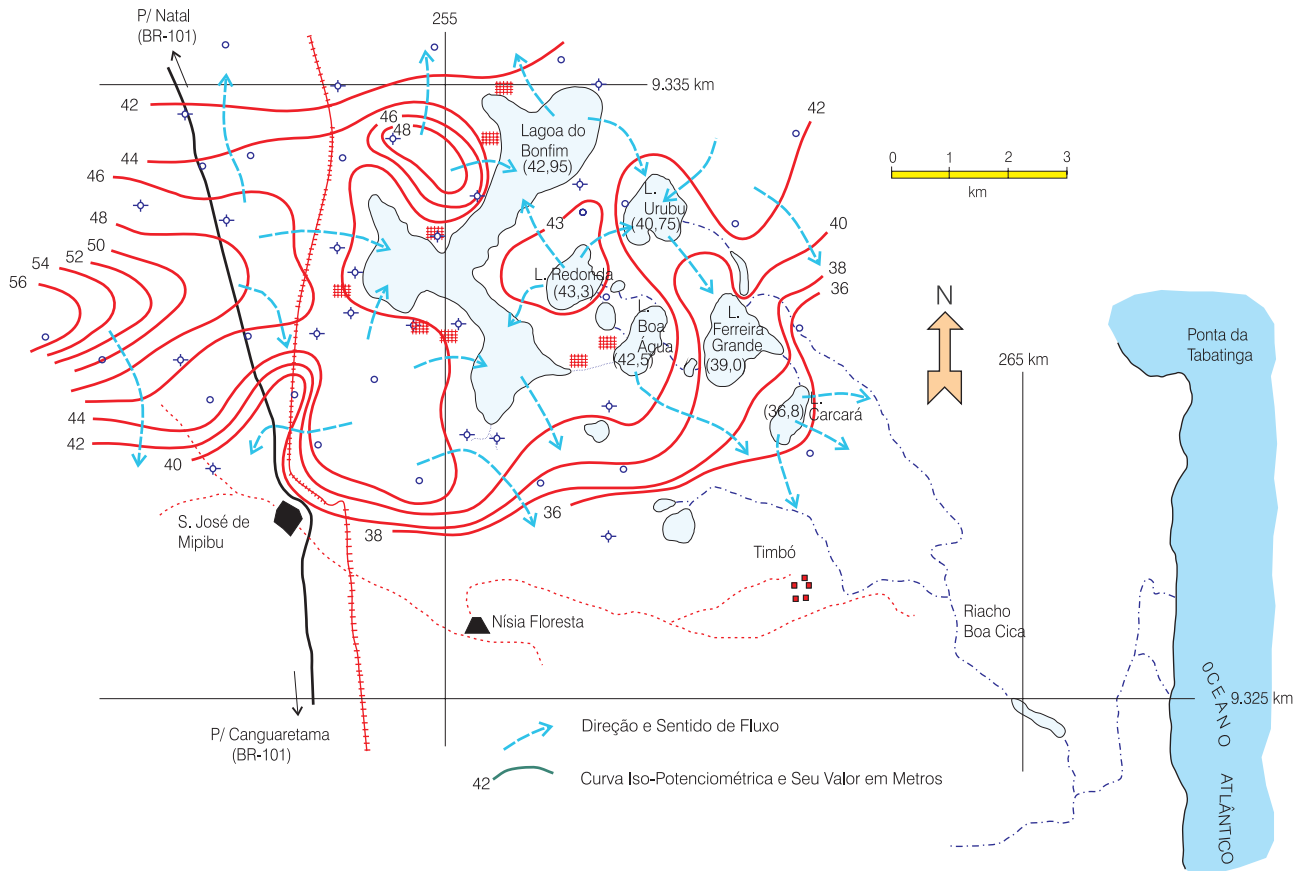


Figura 4.1.20 - Mapa potenciométrico da região do Complexo Lagunar do Bonfim/RN (dados de campo obtidos por Costa, 1997; potencimetria elaborada por Hidroservice, 1997)

recarga da Lagoa Redonda, transferindo água às lagoas Urubu, Boa Água, Ferreira Grande e Carcará e, daí, ao exutório representado pelo riacho Boa Cica. Assim, a exploração, em 1997, de cerca de 2,4 hm<sup>3</sup>/ano para atender projetos privados de irrigação no perímetro da lagoa do Bonfim, parecia não exercer efeitos apreciáveis nas relações de fluxo aquífero/lagoa.

Na figura 4.1.21 é mostrada a potencimetria do aquífero Açu na região de Mossoró, no Rio Grande do Norte. Constata-se a existência de uma ampla depressão potenciométrica, alongada na direção NW-SE, condicionada, essencialmente, pela bateria de poços da CAERN, em Mossoró, e pela bateria de poços da Companhia Agroindustrial de Mossoró – MAISA. Individualizam-se, localmente, o cone de depressão de Mossoró e o da MAISA. O primeiro é bem mais acentuado, exibindo cargas hidráulicas mínimas compreendidas entre -75 e -80 metros. O segundo é menos pronunciado, com cargas hidráulicas mínimas compreendidas entre -40 e -50 metros. Acha-se plenamente estabelecida uma nítida inversão de fluxo, isto é, ocorre fluxo proveniente das regiões do aquífero situadas na porção submarina da bacia. Constatam-se fortíssimos gradientes hidráulicos ao sul e a oeste da área, atribuídos, respectivamente, a um pronunciado

sistema de falhamentos ao sul, separando o Graben de Boa Vista do Alto de Quixaba, e a uma descontinuidade mais discreta, nas vizinhanças de Baraúnas.

### Balanço Hídrico

Este tópico, já apresentado no capítulo 2.1, é aqui novamente abordado, em função de sua relevância nos estudos hidrogeológicos, principalmente de aquíferos livres ou freáticos.

Na natureza, a água é a única substância que pode ser encontrada em todos os três estados da matéria (sólido, líquido e gasoso), estando distribuída em todos os ambientes de nosso planeta: atmosfera, oceanos e continentes. Esta ocorrência, entretanto, não é estática. A água está num processo dinâmico e contínuo de movimento, mudando de ambiente e de estado, circulando dos oceanos (e continentes) para a atmosfera, através dos processos de evapotranspiração, de onde retorna para os continentes (ou para os próprios oceanos), através das precipitações (chuva e neve), e escoar, de forma superficial ou subterrânea, novamente para os oceanos. Este processo é conhecido como **ciclo hidrológico** (figura 2.1.1).

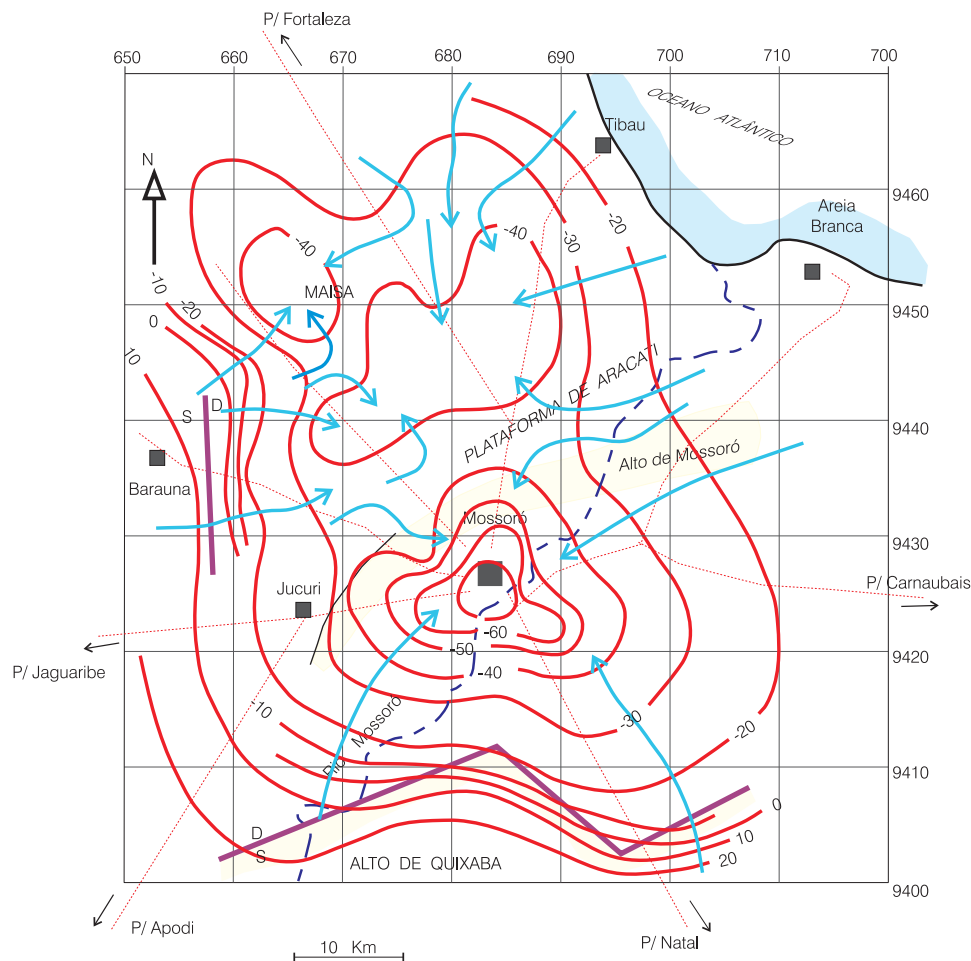


Figura 4.1.21 - Mapa potenciométrico da região de Mossoró/RN (Feitosa, 1996).

O ciclo hidrológico, que congrega processos diversificados de transporte e armazenamento, é um conceito bastante difundido, porém quantitativamente um tanto quanto vago (Fetter, 2001). A sua avaliação quantitativa é feita através da **equação geral do balanço hídrico**, que obedece ao princípio da conservação da massa ou da continuidade, segundo o qual, num sistema qualquer, a diferença entre as entradas e as saídas é igual à variação do armazenamento dentro do próprio sistema. Por isso, a quantificação dos componentes do ciclo hidrológico, denominada de balanço hídrico, requer o estabelecimento de uma unidade de área onde seja possível considerar a precipitação pluviométrica como a única entrada de água. De modo a atender essa exigência, nos estudos hidrogeológicos adota-se como área de trabalho a bacia hidrográfica, delimitada por seus divisores de água superficial, que além de atender essa exigência, permite a quantificação do volume de saída. Nesta bacia, a quantidade de água que escoar pelo seu exutório, denominada de escoamento total ou deflúvio total, é composta pelo somatório da precipitação direta nos corpos d'água e dos escoamentos superficial, subsuperficial e subterrâneo, sendo a sua variação uma resposta à precipitação. Assim, para elaboração do balanço hídrico das

bacias selecionadas, que permitirá inferir os valores e, possivelmente, os mecanismos de recarga de cada uma delas, deverão ser coletados, selecionados e analisados os dados climatológicos disponíveis (pluviométricos, fluviométricos, de evapotranspiração etc.), das áreas de interesse do trabalho.

Nos estudos de sistemas hidrológicos e hidrogeológicos de uma determinada área, é fundamental o conhecimento do ciclo hidrológico e a elaboração do balanço hídrico da região, sendo os processos de infiltração e escoamento superficial os fatores que devem ser analisados mais criteriosamente. A equação que avalia o balanço hídrico numa determinada bacia hidrográfica é dada pela expressão (2.1.2):

$$P - ETR - R - I = \Delta S$$

sendo **P** a precipitação pluviométrica, **R** o escoamento superficial ou deflúvio (*runoff*), **ETR** a evapotranspiração real, **I** a infiltração e  **$\Delta S$**  a variação de armazenamento na bacia hidrográfica considerada.

Os termos da equação (2.1.2) já foram discutidos no capítulo 2.1, entretanto, a seguir, serão apresentadas algumas complementações.

## Evapotranspiração Real e Potencial

Dados de evapotranspiração real e potencial não são muito disponíveis de uma forma sistemática. Torna-se necessário, quase sempre, realizar avaliações, em cada caso. Duas formas de avaliação da evapotranspiração, real e potencial, podem ser citadas:

- fórmulas empíricas, tais como as de Penmann, Turc e Thornthwaite (Castany, 1967);
- utilização de lisímetros ou infiltrômetros, que são dispositivos instalados no terreno, a cerca de 1 ou 2 metros de profundidade, sem alterar a estrutura natural do solo e destinam-se a avaliar realisticamente o volume infiltrado (figura 4.1.22).

Em presença de terreno plano, o escoamento superficial é desprezível na pequena área amostrada. Daí pode-se avaliar a evapotranspiração real como:

$$\text{ETR} = P - I \quad (4.1.7)$$

sendo **P** a pluviometria medida no pluviômetro e **I** a infiltração medida no lisímetro da figura 4.1.22.

## Infiltração

Na equação do balanço hídrico, o termo de maior importância para a hidrogeologia é, naturalmente, a infiltração (*I*). Como as informações fornecidas pelos lisímetros são pontuais e representativas das condições locais, é recomendável obter e analisar valores de infiltração em toda a área de interesse. Isso é possível, por exemplo, mediante a instalação e operação de uma rede de lisímetros. Chega-se, assim, ao gráfico mostrado na figura 4.1.23, onde pode ser definida uma lei linear que relaciona a infiltração à pluviometria. Como o ajuste da reta é feito pelo método estatístico dos mínimos quadrados, a taxa de infiltração assim obtida é representativa, regionalmente, da bacia. Fica evidenciada (figura 4.1.23) a existência de um, por assim dizer, limiar pluviométrico. Esse limiar (*seuil pluviométrique*, segundo Castany, 1967) significa aquele valor da pluviometria abaixo do qual não ocorre infiltração.

## Escoamento Superficial

O gráfico da figura 4.1.24 é conhecido como hidrógrafa. A hidrógrafa representa a variação da descarga de um rio ao longo de 12 meses. Neste exemplo, a descarga cresce rapidamente a partir de maio, em decorrência do início da estação chuvosa, atingindo um máximo no mês de agosto. A partir daí, a descarga decresce também rapidamente, até novembro e, em seguida, mais suavemente até o final. É possível perceber, no ramo descendente da hidrógrafa, uma mudança de inflexão e assinalar o denominado ponto de inflexão. O ponto de inflexão marca o final do escoamento superficial e o início da contribuição das águas subterrâneas. O trecho da

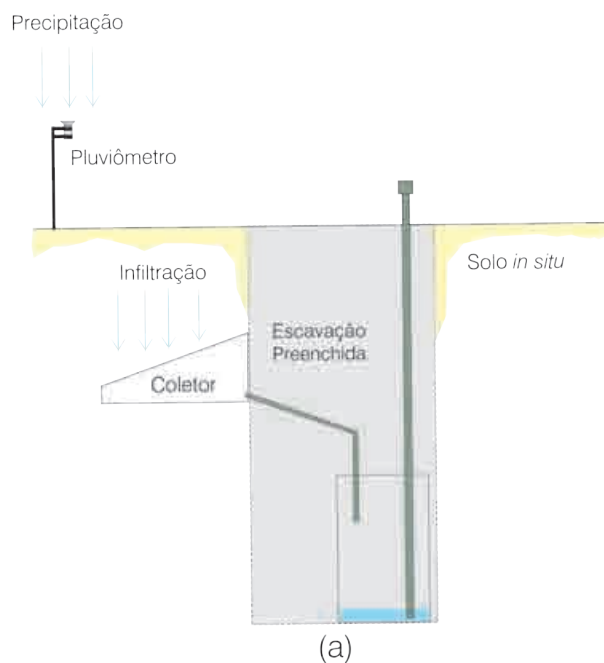


Figura 4.1.22 - Lisímetro ou infiltrômetro: (a) figura esquemática do dispositivo, (b) e (c) fotos mostrando o processo de instalação (fotos cedidas pela CPRM).

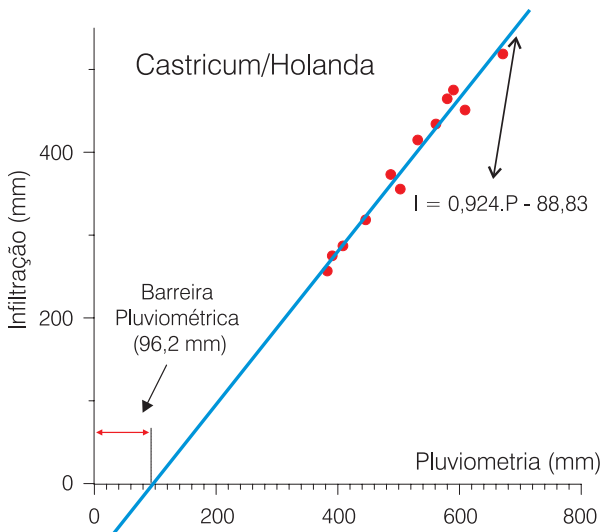


Figura 4.1.23 - Correlação infiltração/pluviometria (adaptado de Castany, 1967).

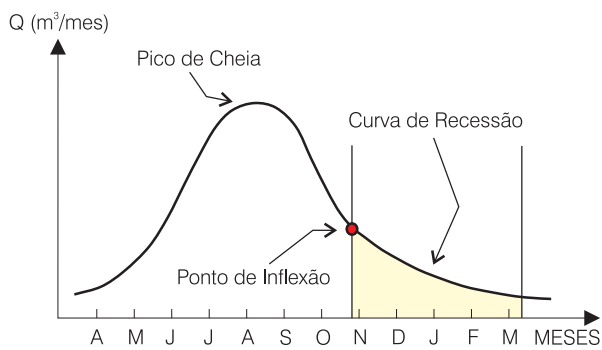


Figura 4.1.24 - A hidrógrafa.

hidrógrafa à direita do ponto de inflexão é chamado de curva de recessão ou curva de esvaziamento, ou ainda, curva de esgotamento dos aquíferos.

O exame da figura 4.1.25 auxilia na compreensão do significado da curva de recessão. A situação (a) ocorre no final do período seco, quando o nível do rio está na posição mais baixa e em equilíbrio com o nível freático das margens. Corresponderia aos meses de março e abril na hidrógrafa da figura 4.1.24. A situação (b) ocorre entre os meses de junho e agosto, na hidrógrafa. As enxurradas fazem subir rapidamente o nível do rio, estabelecendo um forte gradiente hidráulico entre este e os aquíferos marginais. Neste período, o rio recarrega os aquíferos. A situação (c) prevalece, em nossa hidrógrafa, entre os meses de agosto e outubro. Os níveis freáticos sobem, tendendo a anular o gradiente hidráulico e interromper a recarga. A partir de novembro passa a prevalecer a condição (d), isto é, o escoamento das águas superficiais faz baixar rapidamente o nível do rio, induzindo uma drenagem das águas subterrâneas estocadas alguns meses antes. O regime de escoamento do rio, registrado na hidrógrafa, que era comandado anteriormente

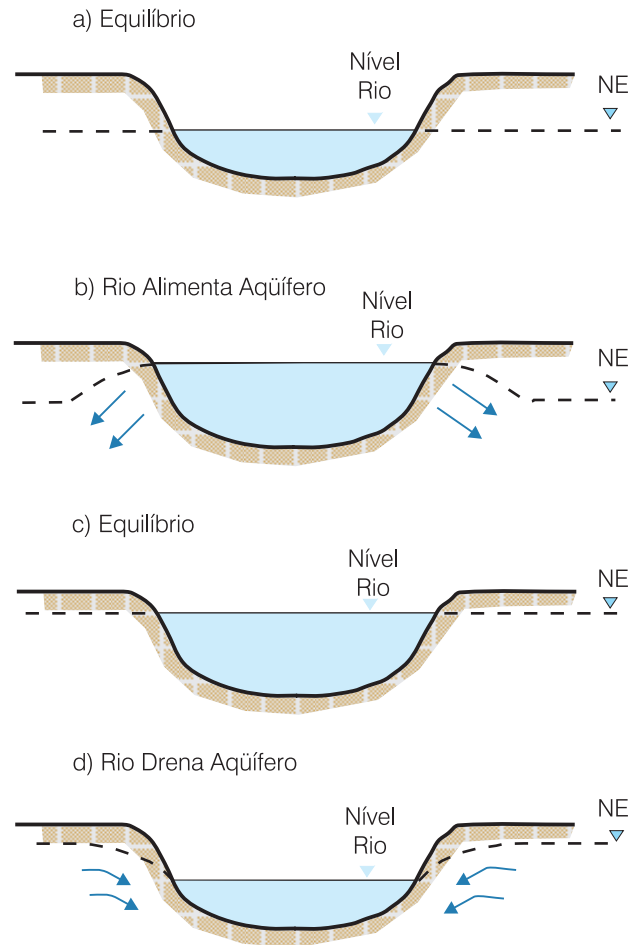


Figura 4.1.25 - Armazenamento e descarga nas margens dos rios.

pelo escoamento de superfície, passa agora a ser comandado pelo escoamento subterrâneo. O ponto de inflexão marca a separação entre os dois regimes. Este mecanismo de drenagem das águas subterrâneas é, em última análise, o responsável pela perenidade dos grandes rios. A descarga mínima, assim mantida nos períodos secos, é chamada de **fluxo de base**. As curvas de recessão ajustam-se satisfatoriamente a uma equação de decaimento do tipo:

$$Q(t) = Q_0 e^{-\lambda t} \quad (4.1.8)$$

onde,  $Q(t)$  é a vazão do rio num instante  $t$ ,  $Q_0$  é a vazão inicial, dada pelo ponto de inflexão,  $e$  é a base dos logaritmos neperianos,  $t$  é o tempo considerado e  $\lambda$  é o coeficiente de recessão que depende das características da bacia hidrográfica.

A curva de recessão da hidrógrafa é de grande importância na hidrogeologia. Ela permite, com efeito, avaliar a magnitude do armazenamento de água subterrânea nos aquíferos superficiais que interagem com a drenagem superficial. Assim, se integramos

a função (4.1.5) entre os tempos  $t_0$  e  $t_1$  (figura 4.1.26), obteremos o volume total de água subterrânea restituído pelos aquíferos rasos que ocorrem na bacia hidrográfica, tal como mostrado na equação (4.1.9) a seguir:

$$V = Q_0 \int_{t_0}^{t_1} e^{-\lambda t} dt \quad (4.1.9)$$

O coeficiente de recessão  $\lambda$  depende das características da bacia, isto é, clima, litologia, relevo, geometria, vegetação etc. Sua unidade é  $[T^{-1}]$  e os valores variam amplamente entre  $10^{-4}$  e  $10^{-1}$ . Maiores armazenamentos de água subterrânea correspondem a pequenos valores de  $\lambda$  enquanto que grandes valores de  $\lambda$  significam reservas pouco significativas, como mostrado na figura 4.1.27.

Na figura 4.1.28 é mostrado um caso prático de análise de hidrograma, visando à avaliação dos volumes de água subterrânea restituídos pelos aquíferos na região de Mossoró, Bacia Potiguar/RN (Hidroservice, 1998).

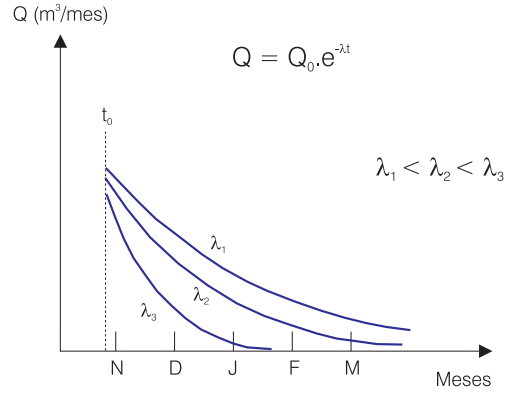


Figura 4.1.27 - Tipos de recessão.

### Formas da Hidrógrafa <sup>(1)</sup>

De modo geral, quando ocorre uma chuva numa bacia hidrográfica, a hidrógrafa do rio é perturbada e pode assumir várias formas, de acordo com a magnitude relativa da intensidade da chuva, da taxa de infiltração, do volume de água infiltrada, do déficit de umidade do solo, da duração da chuva e de outras características da precipitação e da bacia. Seguindo o exemplo de Davis & DeWiest (1966), os parâmetros mais relevantes<sup>(2)</sup> e sua influência nas quatro componentes do deflúvio<sup>(3)</sup>, são comparados em quatro situações que resultam em quatro diferentes hidrógrafas (figuras 4.1.29 a 4.1.32).

A **capacidade de campo** (F) é o teor de umidade que permanece em um solo após um longo período de drenagem gravitacional sem suprimento de água na superfície do terreno. É um parâmetro que independe do tempo. O **déficit de umidade do solo** ( $D_u(t)$ ), em um determinado instante, é a diferença entre a capacidade de campo e o teor de umidade do solo naquele instante ( $\theta_w(t)$ ), ou seja,  $D_u(t) = F - \theta_w(t)$ . Corresponde, portanto, ao volume de água necessário para elevar a umidade do solo até um teor acima do qual o excedente se infiltra.

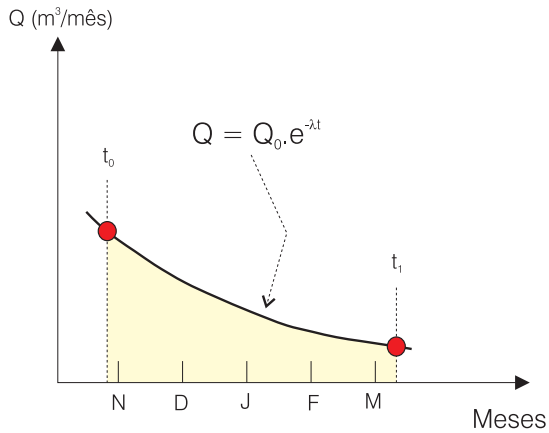


Figura 4.1.26 - Curva de recessão.

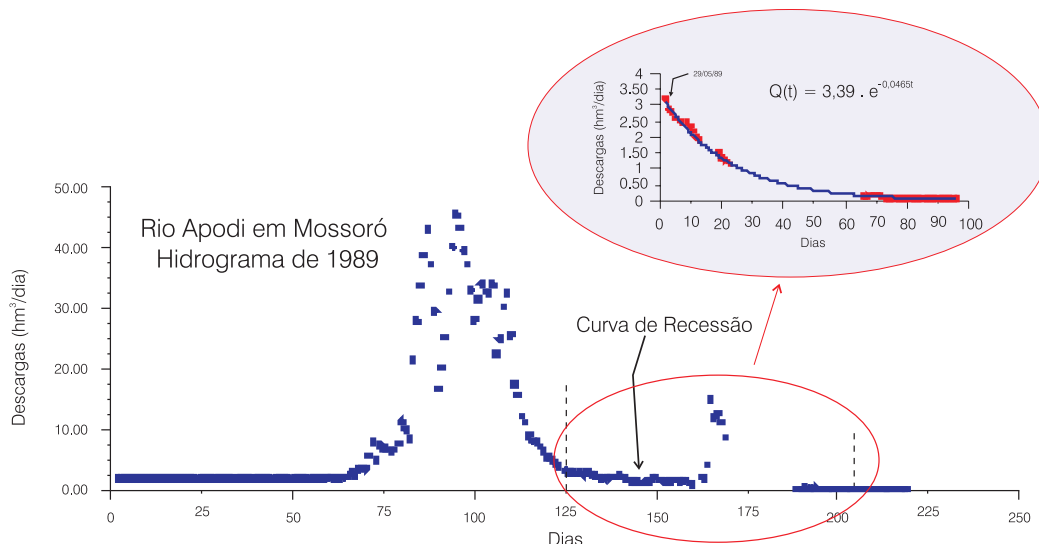


Figura 4.1.28 - Hidrograma do rio Apodi em Mossoró/RN, em 1989 (adaptado de Hidroservice, 1998).

(1) Texto reproduzido de Manoel Filho, J. Capítulo 2 - Ocorrência das Águas Subterrâneas in Feitosa & Manoel Filho, 2000.

(2) Intensidade da chuva (i), taxa de infiltração (f), volume de água infiltrada (V) e déficit de umidade do solo ( $D_u$ ).

(3) Escoamento superficial direto (R), interfluxo (R), fluxo de água subterrânea (Q), e precipitação (P) no canal do rio.

**CASO 1:**

- (a) intensidade da chuva  $i <$  taxa de infiltração  $f_i$
- (b) volume de infiltração  $V_i <$  déficit de umidade do solo  $D_u$

Da condição (1a), conclui-se que deve haver infiltração, mas não escoamento superficial direto, porque a intensidade da chuva é **menor** do que a taxa de infiltração. A condição (1b) implica que o volume infiltrado é consumido no solo, já que é inferior ao déficit de umidade do solo e, portanto, não vai existir interfluxo nem fluxo de água subterrânea. Ou seja, neste caso, o único acréscimo possível ao fluxo do rio, somente pode resultar de precipitação no canal, produzindo um ligeiro aumento da vazão (figura 4.1.29).

**CASO 2:**

- (a) intensidade da chuva  $i <$  taxa de infiltração  $f_i$
- (b) volume de infiltração  $V_i >$  déficit de umidade do solo  $D_u$

Da condição (2a), conclui-se, como no caso anterior, que houve infiltração, mas não escoamento superficial direto. Da condição (2b), verifica-se que o volume infiltrado superou o déficit de umidade do solo, e assim, após o teor de umidade ter atingido a capacidade de campo, a hidrógrafa foi alterada por interfluxo, fluxo de água subterrânea (incremento  $\Delta$ ) e precipitação no canal (figura 4.1.30).

**CASO 3:**

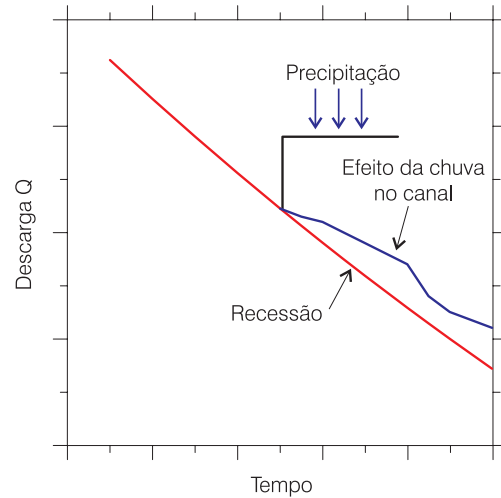
- (a) intensidade da chuva  $i >$  taxa de infiltração  $f_i$
- (b) volume infiltrado  $V_i <$  déficit de umidade do solo  $D_u$

No exemplo ilustrado na figura 4.1.31 ocorreram contribuições do escoamento superficial direto e das precipitações no canal porque a intensidade da chuva foi maior do que a taxa de infiltração. Todavia, como o volume infiltrado não foi suficiente para atender ao déficit de umidade do solo, pode-se dizer que nenhum fluxo subterrâneo adicional foi superposto ao existente ( $\Delta=0$ )

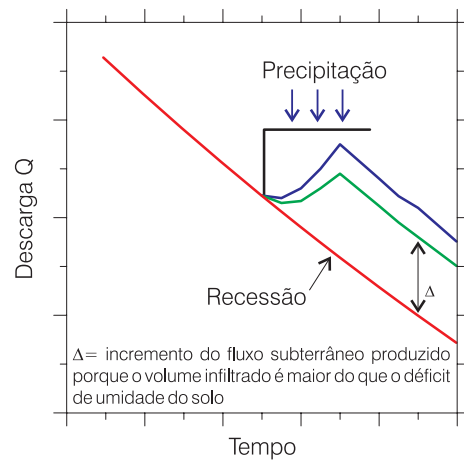
**CASO 4:**

- (a) intensidade da chuva  $i >$  taxa de infiltração  $f_i$
- (b) volume infiltrado  $V_i >$  déficit de umidade do solo  $D_u$

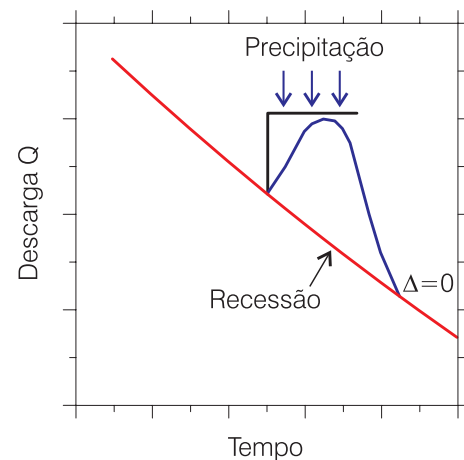
Esta última situação (figura 4.1.32) é a que costuma acontecer nos períodos muito chuvosos. Todas as componentes do deflúvio contribuem para a vazão do rio, ou seja, o fluxo do rio é o resultado de contribuições provenientes das precipitações no canal, do escoamento superficial direto, do interfluxo e do fluxo de água subterrânea ( $\Delta > 0$ ).



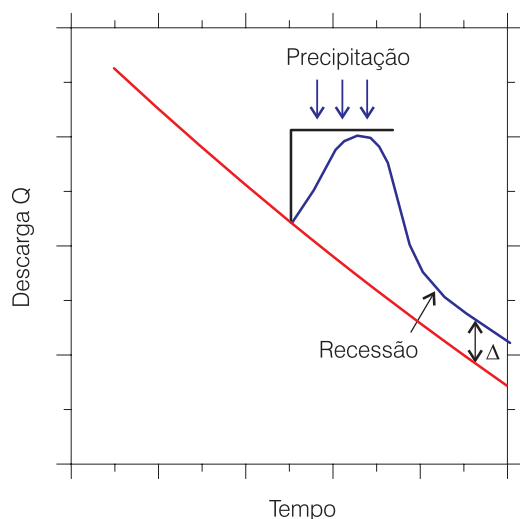
**Figura 4.1.29** - Hidrógrafa de recessão influenciada apenas por precipitações no canal do rio - caso 1 (modificado de Manoel Filho *in* Feitosa & Manoel Filho, 2000).



**Figura 4.1.30** - Hidrógrafa de recessão influenciada por recarga de água subterrânea, interfluxo e por chuva no canal - caso 2 (modificado de Manoel Filho *in* Feitosa & Manoel Filho, 2000).



**Figura 4.1.31** - Hidrógrafa de recessão influenciada por escoamento superficial direto e chuva no canal. Não houve recarga de água subterrânea,  $\Delta=0$  - caso 3 (modificado de Manoel Filho *in* Feitosa & Manoel Filho, 2000).



**Figura 4.1.32** - Hidrógrafa de recessão influenciada por escoamento superficial direto, interfluxo, chuva no canal e recarga de água subterrânea,  $\Delta > 0$  - caso 4 (modificado de Manoel Filho *in* Feitosa & Manoel Filho, 2000).

## Construção de Poços de Pesquisa

Em função do tipo de estudo a ser realizado e dos objetivos a que se propõe, devem ser perfurados poços de pesquisa, que podem ter diferentes finalidades e são classificados de diferentes formas.

**Poço Estratigráfico** - em geral trata-se de um poço pioneiro, em local ainda desconhecido, para esclarecimento da estratigrafia e dimensionamento dos aquíferos existentes. É comum a utilização de poços estratigráficos para validar modelos oriundos de levantamentos geofísicos. Normalmente, estes poços são perfurados em diâmetros pequenos, podendo, após a perfuração inicial: (a) ser reabertos (perfurados em diâmetros maiores) e completados (colocados revestimentos e filtros) para assumirem o caráter de poço produtor de pesquisa; (b) ser completados e assumirem o caráter de poço de observação; (c) ser aterrados, ficando as informações da perfuração devidamente registradas. Um procedimento importante, após a perfuração, é a realização de perfilações geofísicas (descritas em detalhe no capítulo 6.2), para consistir o perfil litológico construído com base na amostragem de calha durante a perfuração.

**Poço Produtor de Pesquisa** - poço que capta o aquífero foco do estudo, construído com características apropriadas para produção de água (diâmetro e extensão de filtros). Basicamente, este tipo de poço é utilizado para a realização de testes de aquífero (capítulo 6.3). Em áreas em exploração, é comum a utilização de poços já existentes, selecionados com base nos resultados do inventário de pontos d'água.

**Poço de Observação** - também chamado de piezômetro, é um poço que capta o aquífero foco do estudo, construído com características apropriadas apenas para observação de níveis e/ou coleta de água para análise. Em função das possibilidades (existência de poços no local) e dos objetivos propostos, pode-se utilizar poços pré-existentes. É comum a perfuração de poços de observação próximos a poços produtores com a finalidade de realização de testes de aquífero.

Normalmente, quando da construção de poços de pesquisa, inicialmente, perfura-se um poço estratigráfico, que, em função de resultados positivos, passa para a condição de poço produtor de pesquisa. Em seguida, é construído um poço de observação próximo, para a realização de testes de aquífero. As questões inerentes à construção de poços tubulares e perfilações geofísicas de poços, são apresentadas, respectivamente, nos capítulos 6.1 e 6.2.

## Realização de Testes de Bombeamento e Avaliação de Parâmetros Hidrodinâmicos

Basicamente, os tipos de teste de bombeamento aos quais um poço pode ser submetido são dois: teste de aquífero e teste de produção. Usualmente, na grande maioria dos poços perfurados para produção de água, só é realizado um rápido bombeamento que visa exclusivamente definir sua capacidade produtiva, de modo a se dimensionar a sua unidade de bombeio, sendo este bombeamento denominado de **teste de produção**. O teste executado com o objetivo de caracterização do meio físico de subsuperfície é denominado de **teste de aquífero** e visa à determinação dos parâmetros hidrodinâmicos do meio poroso, tais como transmissividade ( $T$ ), condutividade hidráulica ( $K$ ), coeficiente de armazenamento ( $S$ ) e porosidade efetiva ( $\eta_e$ ). Este tipo de teste consiste, basicamente, no bombeamento de um poço com uma vazão constante e conhecida  $Q$  e no acompanhamento da evolução do rebaixamento em um (ou mais) poço de observação situado a uma distância radial  $r$  qualquer do poço bombeado (capítulo 6.3). A superposição das curvas experimentais de rebaixamentos (curvas de campo) com curvas teóricas permite obter os parâmetros hidrodinâmicos do aquífero. Esses parâmetros condicionam o fluxo natural de água subterrânea no meio poroso e o fluxo radial para os poços de bombeamento, além de permitirem a construção de modelos matemáticos e a avaliação das reservas, daí a sua grande importância na hidráulica subterrânea. Os testes de aquífero e sua interpretação (determinação dos parâmetros hidrodinâmicos) são tratados em detalhe nos capítulos 6.3 e 6.4, respectivamente, deste livro.

## 4.1.6 Caracterização Hidrogeológica Qualitativa

### Métodos Hidrogeoquímicos

A qualidade da água é tão importante quanto a quantidade. Todas as pesquisas de água subterrânea devem incluir a coleta de amostras em pontos selecionados para a realização de análises físico-químicas. A densidade da amostragem e os tipos de análises a serem realizadas, vão depender, naturalmente, dos objetivos do estudo.

De uma maneira geral, medições da condutividade elétrica devem sempre ser realizadas no próprio campo, com o auxílio de condutímetros portáteis. Os valores da condutividade elétrica são transformados em valores de sólidos totais dissolvidos, dando excelentes informações e uma importante visão panorâmica das variações espaciais da qualidade das águas (ver estudo de caso do capítulo 4.5). A medição do pH, também, é outro procedimento obrigatório em qualquer estudo. É do conhecimento de todos, com efeito, que águas ácidas tendem a corroer filtros de poços, enquanto que águas de reação alcalina favorecem a incrustação. O conhecimento do pH é, portanto, essencial na elaboração do projeto de poços.

Os capítulos 5.1 e 5.2 deste livro, Noções de Hidroquímica e Geoquímica das Águas Subterrâneas, respectivamente, abordam extensivamente as questões referentes à qualidade da água subterrânea, suas classificações para os diversos usos e suas interações e modificações sofridas ao longo do fluxo, desde a zona de recarga até o ponto da captação e zonas de exutórios naturais.

### Métodos Isotópicos

Os métodos isotópicos são tratados em detalhe no capítulo 4.3, portanto, aqui neste texto serão feitas apenas algumas considerações.

Isótopo de um elemento é uma variação deste elemento, caracterizada por um número de nêutrons diferente. Utilizam-se, na pesquisa hidrogeológica, isótopos estáveis e isótopos radioativos. Os primeiros caracterizam-se por ocorrerem em quantidade definida e constante na natureza, enquanto que os últimos sofrem decaimento radioativo, estando em franco processo de diminuição da quantidade. As taxas de diminuição, chamadas de meia vida, variam amplamente segundo o isótopo, desde frações de segundos até milhões de anos. Indicam-se, a seguir, os principais isótopos utilizados na pesquisa hidrogeológica.

#### Isótopos Estáveis (não Radioativos)

Deutério (D ou, ainda,  $^2\text{H}$ ) - é o hidrogênio de número de massa igual a dois, isto é, o hidrogênio cuja soma do número de prótons e do número de nêutrons é igual a 2.

Oxigênio 18 ( $^{18}\text{O}$ ) - é o oxigênio comum, mais freqüente.

Carbono 13 ( $^{13}\text{C}$ )

#### Isótopos Radioativos

Trício ( $^3\text{H}$ )

Carbono 14 ( $^{14}\text{C}$ )

Na hidrogeologia, a aplicação de isótopos tem a finalidade de obter informações sobre o tempo de residência da água no aquífero, interações entre água subterrânea e superficial, informações sobre mecanismos de recarga e interações entre aquíferos (drenanças verticais). Em geral, os estudos isotópicos são aplicados na tentativa de dirimir dúvidas existentes e não esclarecidas pelos métodos convencionais de pesquisa.

## Contaminação e Vulnerabilidade de Aquíferos

Nas últimas décadas, no mundo inteiro, é crescente a preocupação com os processos de degradação do meio ambiente. No que concerne às águas subterrâneas, esta preocupação avulta, pois é reconhecido que os processos de remediação são extremamente complexos e dispendiosos, quando não impossíveis. Portanto, é consenso entre os especialistas do setor que, neste caso específico, o famoso ditado popular "*é melhor prevenir do que remediar*", se aplica de forma exemplar.

Em face disso é que vem aumentando intensamente o interesse pelas cartografias de vulnerabilidade. Atualmente, já não se concebe um estudo hidrogeológico de uma determinada área, principalmente em âmbito regional, sem que este tema seja abordado.

Da mesma forma que os modelos matemáticos de fluxo (abordados mais adiante) representam uma ferramenta indispensável para geração de cenários que dão suporte aos processos de gestão, as cartografias de vulnerabilidade, também, vêm se constituindo em ferramentas fundamentais para o planejamento da exploração de aquíferos.

Nos capítulos 5.3, Contaminação das Águas Subterrâneas, e 5.4, Vulnerabilidade à Poluição de Aquíferos, são apresentados e discutidos detalhadamente estes aspectos.

## 4.1.7 Produtos e Resultados

### Cartografia Hidrogeológica

A cartografia hidrogeológica diz respeito às diferentes formas de representação, em mapa, dos reservatórios subterrâneos, suas características e propriedades. Os mapas hidrogeológicos, em suas diferentes escalas, representam excelentes



ferramentas para o planejamento dos recursos hídricos subterrâneos de uma região. Geralmente, todos os estudos hidrogeológicos apresentam, em seus resultados, algum tipo de mapa, onde são condensadas as informações e o conhecimento obtido. Este tema é tratado em detalhe no capítulo 7.4 desta publicação.

## Síntese Hidrogeológica

O que é chamado aqui de síntese hidrogeológica diz respeito à integração e convergência da análise de todos os dados obtidos, no sentido de se chegar a uma caracterização hidrogeológica da unidade ou das unidades aquíferas em estudo. Esta síntese deve ser compatível, naturalmente, com os objetivos do tipo de estudo realizado. Assim, a caracterização hidrogeológica deverá ser menos detalhada e mais abrangente regionalmente, no caso de Estudos Preliminares ou de Reconhecimento, ter um maior detalhamento, no caso de Estudos Gerais ou de Viabilidade, e deve chegar ao nível de projeto executivo, no caso dos chamados Estudos Detalhados.

A caracterização hidrogeológica completa da(s) unidade(s) aquífera(s) de interesse implica o alcance, dentre outros, dos seguintes conhecimentos considerados principais:

- espessura, área de ocorrência e limites do(s) aquífero(s) e das demais unidades geológicas de interesse, tais como camadas confinantes e substratos impermeáveis - contribuem para esse conhecimento os mapas geológicos existentes, a inspeção de campo, a fotogeologia, o sensoriamento remoto, a análise de dados dos poços inventariados, a eventual perfuração de poços de pesquisa e a aplicação de métodos geofísicos;
- comportamento hidrodinâmico do(s) aquífero(s) - se livre(s), confinado(s) ou semiconfinado(s) - e avaliação dos seus parâmetros hidráulicos e dos parâmetros hidráulicos das demais unidades geológicas de interesse, tais como camadas confinantes semipermeáveis - conhecimento obtido a partir da interpretação de testes de aquífero, além da análise de perfis litológicos de poços. A aplicação de métodos isotópicos pode contribuir para este conhecimento;
- direções de fluxo da água subterrânea no(s) aquífero(s) de interesse - conhecimento obtido a partir do inventário de poços, da instalação e operação de uma rede de observação, e da elaboração de mapas potenciométricos;
- realimentação do(s) aquífero(s) de interesse e definição das suas zonas de recarga e exutório - conhecimento é obtido a partir da análise dos mapas potenciométricos, de análises hidroclimatológicas

e de deflúvios, da variação sazonal do nível potenciométrico, em aquíferos livres, e por Balanço de Cloretos, em regiões semi-áridas;

- qualidade química atual das águas subterrâneas e suas variações sazonais, regionais e ao longo do fluxo - conhecimento obtido através de análises físico-químicas completas, realizadas em amostras obtidas dos poços inventariados e em poços de pesquisa perfurados no âmbito do estudo, análises *in loco*, e, eventualmente, análises isotópicas; e
- zoneamento de riscos à contaminação - conhecimento obtido a partir do cruzamento das fontes potenciais de contaminação existentes na área, levantadas durante o inventário de pontos d'água, com a sua vulnerabilidade natural à contaminação, determinada a partir das metodologias existentes.

Tradicionalmente, os resultados das pesquisas e estudos hidrogeológicos sempre foram sistematizados, condensados e organizados na forma de relatórios técnicos acompanhados de encartes, que representavam os diversos temas trabalhados (mapas geológicos, hidrogeológicos, potenciométricos, geofísicos, hidroquímicos, de vulnerabilidade etc). Regra geral, os dados ficavam arquivados de forma analógica (papel) e, não muito raro, se perdiam ou estragavam com o tempo.

Atualmente, o procedimento é similar na criação dos relatórios técnicos, mas os dados são arquivados na forma digital, o que, além de preservá-los indefinidamente, auxilia demasiado na elaboração dos produtos.

## Base de Dados em SIG

O Sistema de Informações Geográficas - **SIG**, representa, atualmente, a melhor e mais comum forma de armazenamento de dados e informações geográficas. Trata-se de um repositório onde podem ser armazenados dados e informações em praticamente todos os formatos disponíveis (vetor, raster, grades e atributos alfanuméricos etc). Em geral, a base de dados é estruturada levando-se em conta diferentes plataformas de *softwares* e *hardwares*. Normalmente, envolve atividades de inserção dos dados levantados, digitalização de mapas, consistência de dados e correções de erros, obtenção e conversão de dados eletrônicos em diferentes formatos e sistemas de coordenadas etc, tornando-se uma atividade que demanda tempo e recursos humanos e financeiros. Entretanto, uma vez que os dados estejam organizados no ambiente SIG, as operações envolvendo modelos probabilísticos e outros tipos de modelagem processam-se rapidamente, o que permite a realização de simulações e aperfeiçoamento contínuo dos produtos.

O SIG separa a informação em diferentes camadas temáticas e armazena-as de forma independente. Assim, é possível se trabalhar de modo muito rápido e simples na geração de produtos temáticos (geologia, drenagem, MDT, potenciometria, pontos d'água etc). Além disso, o SIG permite o relacionamento dos diversos planos de informação entre si, através da posição e topologia dos objetos, com o propósito da geração de novos planos de informação (por exemplo, um mapa hidrogeológico). Na figura 4.1.33 é apresentado um exemplo de superposição de vários temas num SIG, gerado com os dados do projeto Hidrogeologia da Bacia Sedimentar do Rio do Peixe -PB (CPRM/UFCG, 2008). Uma discussão detalhada sobre SIG e sua aplicação na Hidrogeologia é apresentada no capítulo 4.5 deste livro.

### 4.1.8 Aspectos sobre Gestão de Aquíferos

O tema gestão de aquíferos é tratado no capítulo 7.5 deste livro. É importante aqui deixar claro, simplesmente, que todas as atividades e métodos tratados no presente capítulo deságuam num estuário comum que é a caracterização hidrogeológica dos aquíferos, condição básica e necessária à sua gestão.

Caracterizar hidrogeologicamente um aquífero é conhecer suas dimensões geométricas, sua litologia, seu fluxo subterrâneo, suas áreas de recarga e

descarga naturais, seus parâmetros hidrodinâmicos, seus coeficientes de drenança vertical e a qualidade química das suas águas. Este conhecimento permite definir o que se chama de **modelo conceitual** do aquífero.

Gerir um aquífero é, em linguagem bem simples, administrar a sua utilização, procurando maximizar o alcance dessa utilização, buscando minimizar a relação custo ambiental/benefício social, admitindo a participação de novos usuários, mas assegurando o direito dos usuários pré-existentes e dirimindo os conflitos de uso que possam surgir. De um modo geral, a gestão se apóia num tripé indissociável para que possa funcionar adequadamente: **base legal, estrutura institucional e conhecimento técnico-científico**.

A base legal é o conjunto de leis que confere autoridade aos gestores. Temos a Lei Federal Nº 9.433, de 08 de janeiro de 1997, que instituiu a Política Nacional de Recursos Hídricos e o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos. Esta é a lei maior de recursos hídricos do país, que estabelece que as águas subterrâneas são legalmente de domínio dos Estados, cabendo, portanto, a estes o direito de conceder a outorga desse recurso hídrico e a correspondente cobrança pela sua utilização. Em contrapartida, investem-se os mesmos Estados da responsabilidade de produzir o necessário conhecimento dos seus reservatórios subterrâneos, de modo a possibilitar a sua gestão.

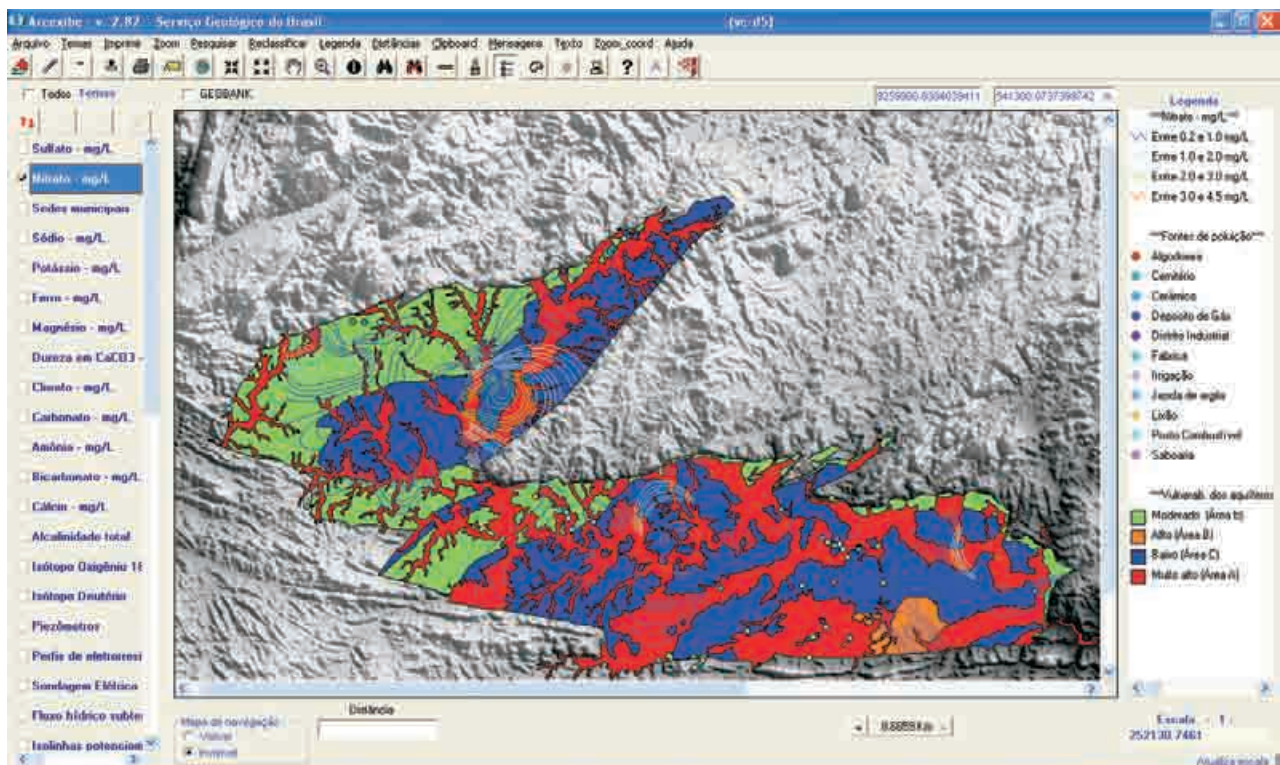


Figura 4.1.33 - Exemplo da superposição de temas num SIG, utilizando os dados do projeto Hidrogeologia da Bacia Sedimentar do Rio do Peixe (CPRM/UFCG, 2008).

A estrutura institucional, hoje (2008), é representada pela Agência Nacional de Águas – ANA e pela Secretaria Nacional de Recursos Hídricos e Ambiente Urbano, ambas ligadas ao Ministério do Meio Ambiente, e pelos órgãos gestores estaduais. A ANA foi criada pela Lei Federal Nº 9.984, de 17 de julho de 2000, como entidade federal de implementação da Política Nacional de Recursos Hídricos e de coordenação do Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos. Entre suas diretrizes gerais inclui-se a condução da gestão integrada dos recursos hídricos do país de forma descentralizada, em articulação com os órgãos gestores estaduais. Os órgãos gestores estaduais são secretarias de recursos hídricos ou institutos de meio ambiente ou fundações de meio ambiente ou superintendências de meio ambiente, que existem em todos os estados da União. Assim, existe hoje no Brasil um arcabouço legal e institucional que, embora ainda frágil e requerendo muitos ajustes e aperfeiçoamentos, já pode ser utilizado para se deflagrar um processo integrado e harmônico de gestão dos recursos hídricos.

E, finalmente, o conhecimento técnico-científico que é, em última análise, a caracterização hidrogeológica, dos aquíferos, tema deste capítulo. Esta caracterização hidrogeológica deve ser permanentemente complementada e refinada pelas informações advindas de simulações realizadas com modelos matemáticos, por sua vez, permanentemente refinados e revalidados.

## Modelos Matemáticos

O que se chama de modelo matemático é uma representação matemática do comportamento hidrodinâmico de um aquífero. Existem modelos matemáticos de fluxo ditos analíticos e modelos matemáticos de fluxo chamados de numéricos. Os primeiros utilizam as funções analíticas, que são soluções das equações diferenciais de fluxo subterrâneo. Como essas funções pressupõem meios porosos homogêneos, os modelos analíticos não podem simular condições aquíferas complexas. Os modelos numéricos, por sua vez, utilizam as próprias equações diferenciais, nas quais as derivadas são expressas como diferenças finitas, o que permite a montagem de sistemas de equações lineares e sua solução em pontos discretizados do domínio aquífero. Essa característica torna possível simular condições complexas do meio aquífero como, por exemplo, falhas, variações da condutividade hidráulica e variações de espessura da camada aquífera.

Os modelos matemáticos numéricos de fluxo, em diferenças finitas, são elaborados com o auxílio de programas de computador específicos. São posteriormente calibrados e validados, utilizando-se a potenciometria inicial do aquífero e suas variações no tempo, além de séries históricas de descargas bombeadas. A principal utilização desses modelos é a simulação de diferentes cenários de exploração

para verificar a resposta do aquífero, em termos de distribuição regional de rebaixamentos. A análise dessas respostas vai autorizar a adoção de valores de potencialidade e de descarga explorável que permitam uma exploração sustentável ou, caso isso não seja possível, que maximizem o alcance da exploração e que acarretem impactos ambientais social e economicamente aceitáveis.

No capítulo 7.3 deste livro, são tratados em detalhe tanto os modelos matemáticos de fluxo, quanto os modelos de transporte de massa, utilizados para estudos de contaminações.

## Potencialidade e Recursos Exploráveis

Enfim, uma vez caracterizado hidrogeologicamente o aquífero de interesse e, dispondo-se da resposta do mesmo em diferentes cenários de exploração, podem ser avaliadas as reservas, a potencialidade e os recursos exploráveis, na área estudada, cujos conceitos são estabelecidos e discutidos no capítulo 7.1 deste livro. A avaliação da potencialidade e dos recursos exploráveis, em particular, não são tarefas fáceis, dada a natureza geológica complexa dos reservatórios aquíferos e dada a complexidade dos padrões de fluxo subterrâneo, que tornam difíceis as previsões das respostas à exploração (ver item 4.1.2 deste capítulo e capítulo 7.1). O acima exposto leva a admitir como mais racional e sensato, particularmente no caso de grandes aquíferos regionais insuficientemente conhecidos, a postura abaixo indicada:

- considerar o aquífero como não recarregado e admitir que a exploração se fará em regime de exaustão;
- dimensionar a(s) bateria(s) de poços (ver capítulo 6.7) de modo a poder extrair a maior descarga possível, sem riscos teóricos de colapso e com um alcance compatível com o retorno dos investimentos pretendidos. A sensatez deste procedimento reside no fato de não se criar, de partida, expectativas demasiadamente favoráveis nem, sobretudo, encorajar vultosos empreendimentos que possam se revelar improdutivos;
- propor uma potencialidade e recursos exploráveis conservadores, compatíveis com o conhecimento disponível e que sejam considerados seguros, do ponto de vista da continuidade do suprimento;
- uma vez iniciada a exploração, a análise permanente das respostas do sistema (ver capítulo 7.2) irá autorizando ou não, incrementos na potencialidade e na descarga explorável.

No âmbito desse complexo processo, que é a avaliação e redefinição de potencialidades e recursos exploráveis, um importante papel é desempenhado pelos modelos numéricos de fluxo (capítulo 7.3). Em face da contínua evolução do conhecimento

hidrodinâmico do reservatório, entretanto, esses modelos nunca são definitivos. Sua própria utilização retroalimenta os procedimentos de monitoramento e de obtenção e análise de dados geológicos e hidrogeológicos, num processo iterativo que catalisa a evolução do conhecimento. A figura 4.1.34 procura ilustrar essa iteração.

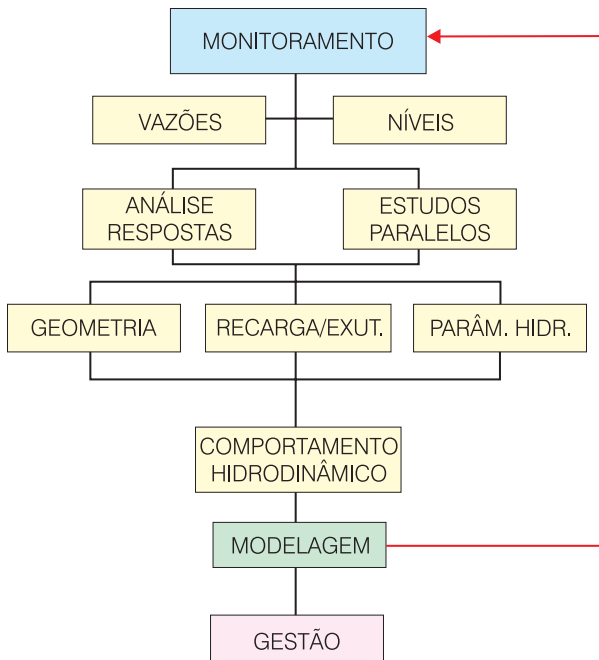


Figura 4.1.34 - Modelo de gestão de aquíferos.

## Referências

AGUIAR, F. Estudo hidrométrico no Nordeste do Brasil. **B. da Inspetoria de Obras Contra as Secas**, Rio de Janeiro, n. 6, 1936.

BECK, B. F.; WILSON, W. L. Karst Hydrogeology: Engineering and Environmental Applications. In: SECOND MULTIDISCIPLINARY CONFERENCE ON SINKHOLES AND THE ENVIRONMENTAL IMPACTS OF KARST, 1987. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1987. p. 225-467.

BHATTACHARYA, P. K.; PATRA, H. P. **Direct current geoelectric sounding**. Amsterdam: Elsevier Publishing Company, 1968. 135 p.

BRASIL. SUDENE. **Plano de aproveitamento integrado dos recursos hídricos do Nordeste do Brasil (PLIRHINE) - Fase I: Síntese do Diagnóstico**, 1980. 15v., v. 14, Tomo II.

CASTANY, G. **Traité pratique des eaux souterraines**. 2 ed. Paris: Dunod. 1967. 661 p.

COSTA, W. D. **Estudo da disponibilidade hídrica da lagoa do Bomfim**. Natal: COSTA Cons.e Serv. Téc. Amb.; SERHID/RN, 1997. Relatório Inédito.

CPRM - SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL; UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ - UFC. **Projeto Comportamento das Bacias Sedimentares da Região Semi-Árida do Nordeste Brasileiro / Hidrogeologia da Porção Oriental da Bacia Sedimentar do Araripe**. Fortaleza: CPRM, 2008. CD-Rom. Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br>>

\_\_\_\_\_. **Projeto Comportamento das Bacias Sedimentares da Região Semi-Árida do Nordeste Brasileiro / Hidrogeologia da Bacia Sedimentar de Lavras da Mangabeira**. Fortaleza: CPRM, 2008. CD-Rom. Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br>>

CPRM - SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL; UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE - UFRN. **Projeto Comportamento das Bacias Sedimentares da Região Semi-Árida do Nordeste Brasileiro / Hidrogeologia do Aquífero Açú na Borda Leste da Bacia Potiguar: Trecho Upanema-Afonso Bezerra**. Fortaleza: CPRM, 2008. CD-Rom. Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br>>

CPRM - SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL; UNIVERSIDADE FEDERAL CAMPINA GRANDE - UFCG. **Projeto Comportamento das Bacias Sedimentares da Região Semi-Árida do Nordeste Brasileiro/ Hidrogeologia da Bacia Sedimentar do Rio do Peixe**. Fortaleza: CPRM, 2008. CD-Rom. Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br>>

CPRM - SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL; UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO - UFPE. **Projeto Comportamento das Bacias Sedimentares da Região Semi-Árida do Nordeste Brasileiro/ Hidrogeologia da Bacia de Jatobá – Sistema Aquífero Tacaratu/Inajá**. Fortaleza: CPRM, 2008. CD-Rom. Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br>>

CPRM - SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL; UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA - UFBA. **Projeto Comportamento das Bacias Sedimentares da Região Semi-Árida do Nordeste Brasileiro/ Hidrogeologia da Bacia Sedimentar do Urucuia – Bacias Hidrográficas dos Rios Arrojado e Formoso**. Fortaleza: CPRM, 2008. CD-Rom. Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br>>

CUSTODIO, E.; LLAMAS, M. R. **Hidrología Subterránea**. 2. ed. Barcelona: Ed. Omega. 1983. 2 v.

DAVIS, S. N.; DEWIEST, R. J. M. **Hydrogeology**. New York: John Wiley, 1996. 463 p.

DEMETRIO, J. G. A. **Perfis de temperatura na locação de poços tubulares no cristalino do Nordeste brasileiro: pesquisa da viabilidade técnica e avaliação de equipamentos, materiais e procedimentos**. 1998. Tese (Doutorado em Geociências) - Instituto de Geociências, USP, São Paulo, 1998.

DEMETRIO, J. G. A.; CORREIA, L. C.; SARAIVA, A. L. Utilização de Imagens SRTM na confecção de Mapas

Potenciométricos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 14., 2006. **Resumos...** Curitiba, ABAS, 2006. 176 p.

DEWIEST, R. J. M. **Geohydrology**. New York: John Wiley & Sons Inc., 1965. 366 p.

DOBRIN, M. B. **Introduction to geophysical prospecting**. 3. Ed. New York: McGraw-Hill Book Company, 1976. 630 p.

ELLIS, A. J. **The divining rod: a history of Water witching**. 1917. Washington: USGS, 1917. 59 p.

FEITOSA, E. C. **Estudo hidrogeológico da região metropolitana de Natal**. Natal: PLANAT/CAERN. 1983. 179 p. Relatório Inédito.

\_\_\_\_\_. **Avaliação qualitativa por eletroresistividade das transmissividades hidráulicas do aquífero Barreiras na região do complexo lagunar do Bonfim/RN**. Recife: FADE/LABHID/UFPE – TCBR, 2001. 53 p. Relatório Inédito.

\_\_\_\_\_. **Captação de Mossoró**: perspectivas de atendimento da demanda futura e previsão de níveis dinâmicos. Natal: CAERN/ATEPE. 1986. 66 p. Relatório Inédito.

\_\_\_\_\_. **A exploração do aquífero Açú na região de Mossoró**: caracterização da situação atual e perspectivas de atendimento da demanda futura. Rio de Janeiro: CPRM. 1996. 44 p. Relatório Inédito.

\_\_\_\_\_. **Cachoeirinha/PE**: caracterização de zonas fendilhadas no Cristalino através do método geofísico de eletroresistividade. Recife: COMPESA/ATEPE-LABHID-UFPE, 1996. 25 p. Relatório Inédito.

\_\_\_\_\_. **Serviços de Geofísica e Nivelamento de Poços numa Área Situada nos Arredores da Cidade de Baraúna/RN**. Recife: FADE/LABHID/UFPE – SERHID/RN, 2004. 90 p. Relatório Inédito.

FEITOSA, F. A. C. **Estudo hidrogeológico do aquífero Cabeças no médio vale do rio Gurguéia/PI**. Recife. 1990. Dissertação (Mestrado em Geologia) - Instituto de Geociências, UFPE, Recife, 1990.

FEITOSA, F. A. C.; MANOEL FILHO, J. (Coord.) **Hidrogeologia**: conceitos e aplicações. 2. ed. rev. Fortaleza: CPRM; LABHID-UFPE, 2000. 391 p. il.

FEITOSA, F. A. C.; VIDAL, C. **Estudos hidrogeológicos de Bacias Sedimentares da Região Semi-Árida do Nordeste Brasileiro**. Proposta. Fortaleza: CPRM, 2004. 85 p. Circulação Restrita.

FRANÇA, H. P. M. **Estudos de reconhecimento**: Vale do Gurguéia/PI. Teresina: DNOCS, 1973.

FRISCHKNECHT, F. C.; KELLER, G. V. **Electrical methods in geophysical prospecting**. 2. ed. Inglaterra: Oxford Pergamon Press, 1970. 517p.

HIDROSERVICE Engenharia Ltda. **Plano Estadual de**

**Recursos Hídricos do Rio Grande do Norte**: os Recursos Hídricos Subterrâneos. Relatório Diagnóstico. Recife, maio 1997. v. 1

HIDROSERVICE Engenharia Ltda. **Plano Estadual de Recursos Hídricos do Rio Grande do Norte**: estudos de base - caracterização hidrogeológica dos aquíferos do Rio Grande do Norte. Recife, 1998.

HUISMAN, L. **Groundwater recovery**. 2 ed., Ireland: Holland Printing Partners, 1975, 336 p.

KUNETZ, Geza. **Principles of direct current resistivity prospecting**. Berlim: Gebruder Borntraeger, 1966. 103p.

LASFARGUES, P. **Prospeccion eléctrica par courants continus**. Paris: Masson et Cie. 1957. 290p.

MELO, J. G. **Estudo hidrogeológico e hidroquímico das aluviões do alto/médio Potengi/RN**. Natal: SUDENE/FUNPEC, 1986.

ORELLANA, E. **Prospeccion geoelectrica en corriente continua**. Madrid: Paraninfo, 1972. 523p.

PATTEN, E. P.; BENNETT, G. D. **Application of electrical and radioactive well logging to groundwater hydrology**. Washington, USGS, 1963. 60p.

PHILIPS, W. I.; RICHARDS, W. E. A study of the effectiveness of the VLF method for electromagnetic method. **Geoexploration**, v. 9, p. 7-16, 1975.

POLEY, J. PH.; VAN STEVENINCK, J. Delineation of shallow salt domes and surface faults by temperature measurements at a depth of approximately 2 metres. **Geophysical Prospecting**, v. 18, 1970. Supplement, p. 666-700.

WALTON, W. C. **Groundwater resource evaluation**. Tóquio: McGraw-Hill Kogakusha, 1970. 664 p.



Capítulo 4.2

MÉTODOS GEOFÍSICOS

*Edilton Carneiro Feitosa  
Roberto Gusmão de Oliveira  
José Geilson Alves Demetrio*

4.2.1 Introdução

A Geofísica, em seu sentido mais amplo, diz respeito ao conhecimento das propriedades físicas gerais do nosso planeta Terra. Inclui-se aí, não apenas aquelas propriedades de que se pode fazer uso prático mais imediato em nosso dia a dia, mas, também, aquela vasta gama de conhecimentos mais teóricos, como a constituição interna do planeta, o aquecimento global, o paleomagnetismo e outros.

Dentro desse vasto panorama da Geofísica, este capítulo se restringe ao que os autores chamam de Geofísica Aplicada ou Prospecção Geofísica. Esta área de conhecimento é considerada uma especialidade da geologia que tem como objetivo a solução de problemas geológicos de ordem prática, através da análise da variação de parâmetros físicos das rochas. Profissionais de várias origens convergem para o exercício dessa especialidade. Engenheiros e físicos geralmente se dedicam à tarefa de desenvolvimento de instrumentação e

manutenção de equipamentos. Físicos e matemáticos inclinam-se, naturalmente, para o refinamento da teoria e o desenvolvimento de modelos analíticos e numéricos de tratamento e interpretação das variações dos parâmetros físicos medidos. Geólogos são, geralmente, mais afetos à aplicação prática das técnicas e equipamentos, especialmente no que diz respeito à interpretação geológica das medições físicas obtidas.

Adotou-se neste capítulo a abordagem clássica que separa os métodos geofísicos em métodos que utilizam campos naturais e métodos que utilizam campos artificiais. A tabela 4.2.1 mostra a classificação geral dos métodos geofísicos, sendo grafado em vermelho os métodos abordados no presente capítulo. Os métodos gravimétrico, magnetométrico, magnetotelúrico e eletromagnéticos convencionais são assinados pelo geólogo Roberto Gusmão de Oliveira, enquanto que o método de VLF é de autoria do professor José Geilson Alves Demetrio. O professor Edilton Carneiro Feitosa desenvolveu os métodos de sísmica refração e eletrorresistividade.

Métodos Utilizando Campos Naturais	Gravimetria					
	Magnetometria					
	Radiometria					
	Métodos Elétricos	Correntes Telúricas				
		Potencial Espontâneo				
Magnetotelúrico						
Métodos Utilizando Campos Artificiais	Sísmica	AFMAG				
		Refração				
	Métodos Elétricos	Campo Constante	Reflexão			
			Linhas eqüipotenciais			
		Campo Variável	Eletromagnéticos	Eletrorresistividade		
			SEVs freqüência	Convencionais		
				VLF		
Método de Polarização Induzida						

Tabela 4.2.1 - Classificação dos métodos geofísicos.

## 4.2.2 Métodos de Campos Naturais

Os métodos de campos naturais constituem um conjunto de métodos geofísicos que utilizam campos de forças sem o controle direto do ser humano. De uma maneira geral, todos esses campos são potenciais, ou seja, são capazes de produzir movimentos de partículas ou de objetos. A sua ação e o seu efeito são conhecidos desde a antiguidade, porém a descrição e a formulação das leis que os explicam só ocorreram nos últimos 500 anos. O seu uso como ferramenta de exploração e investigação do nosso mundo começou efetivamente a partir do século XIX, porém, com uma grande intensidade nos últimos 50 anos.

### Gravimetria

O método gravimétrico tem aplicações importantes nos estudos das bacias sedimentares para a exploração de hidrocarbonetos e na compreensão da estrutura da crosta e de grandes segmentos litosféricos. Tem também uma aplicação nobre na prospecção de jazidas de minerais metálicos e no mapeamento geológico. Em função dos princípios físicos nos quais o método está baseado, é fácil compreender sua capacidade de detectar corpos geológicos densos portadores de minerais metálicos e a possibilidade de delimitar o arcabouço de bacias sedimentares.

A importância da gravimetria na pesquisa de água subterrânea é comparável ao seu uso na prospecção de petróleo. A identificação de falhas verticais e de espessamentos sedimentares é um processo rotineiro e de fácil compreensão na aplicação do método, embora muitas vezes envolvendo ambigüidades. A identificação de depressões tectônicas em bacias sedimentares tem uma importância fundamental na delimitação de aquíferos porosos e, conseqüentemente, na sua modelagem e na locação de poços.

### Fundamentos Teóricos

A lei de Newton enuncia que a força **F** entre duas partículas de massas **m<sub>1</sub>** e **m<sub>2</sub>** é diretamente proporcional ao produto dessas massas e inversamente proporcional ao quadrado da distância entre seus centros de massa. Essa relação pode ser expressa pela seguinte equação:

$$F = -G \frac{m_1 \cdot m_2}{r^2} \Gamma_1 \quad (4.2.1)$$

onde, **G** = 6,67 x 10<sup>-8</sup> dina.cm<sup>2</sup>/g<sup>2</sup> (6,67x10<sup>-11</sup> N.m<sup>2</sup>/kg<sup>2</sup>, no Sistema Internacional de Unidades-SI) é a constante de gravitação e **Γ<sub>1</sub>** é um vetor unitário dirigido de **m<sub>1</sub>** para **m<sub>2</sub>**.

A aceleração em **m<sub>2</sub>**, devido a presença de **m<sub>1</sub>**, pode ser encontrada a partir da segunda lei do movimento de Newton (**F** = **mg**) dividindo ambos os membros da

equação 4.2.1 por **m<sub>2</sub>**. Em particular, se **m<sub>1</sub>** = **M<sub>T</sub>** (massa da Terra = 5,983 . 10<sup>27</sup> t), a aceleração da massa **m<sub>2</sub>** na superfície da Terra será:

$$g = \frac{F}{m_2} = -G \frac{M_T}{R_T^2} \Gamma_1 \quad (4.2.2)$$

onde, **R<sub>T</sub>** é a distância da superfície ao centro de massa da Terra.

Como a força gravitacional e a aceleração são quantidades vetoriais, nas proximidades da superfície esses campos são representados por vetores apontando para o centro da Terra. A unidade de aceleração no Sistema CGS é o Gal (em homenagem a Galileu). O valor de **g** na superfície da Terra tem uma média em torno de 980 Gal (9,8 m/s<sup>2</sup> no SI), com uma variação de 5 Gal entre o equador e o pólo. Nos trabalhos gravimétricos, é tradicional o uso do mGal (10<sup>-3</sup> Gal). Um décimo de mGal é utilizado como subunidade da aceleração da gravidade no SI (1 u.g. = 1 mm/s<sup>2</sup>).

### O Campo Gravimétrico da Terra

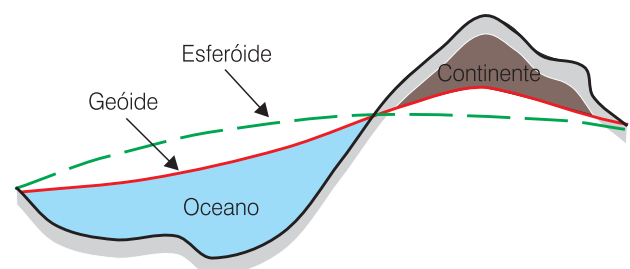
Por facilidades matemáticas nos estudos do campo gravitacional, a melhor representação da superfície terrestre é a de um elipsóide com achatamento polar de 1/298,25, definindo uma superfície eqüipotencial denominada esferóide (figura 4.2.1). O valor da gravidade como função da latitude **F**, para a superfície do esferóide chama-se gravidade normal (**g<sub>N</sub>**) e possui a seguinte expressão:

$$g_N = g_e (1 + \alpha \text{sen}^2 \Phi - \beta \text{sen}^2 2\Phi) \quad (4.2.3)$$

(Teorema de Clairaut)

onde, **g<sub>e</sub>** é a gravidade no equador geográfico e **α** e **β** são constantes que dependem do achatamento polar e da aceleração centrífuga.

Esse teorema foi adotado em 1930 como a Fórmula Internacional da Gravidade (IGF-30), servindo como referência nos levantamentos gravimétricos. Porém, a partir de determinações mais precisas da forma da Terra, em 1971 foi adotada uma nova fórmula, denominada GRS-67 (*Geodetic Reference System - 1967*):



**Figura 4.2.1** - Esquema de comparação entre a superfície do geóide e a do esferóide em relação à topografia terrestre. A escala vertical está muito exagerada (adaptado de Telford *et al*, 1976).



$$g_N = 978,0318 (1 + 0,0053024 \text{sen}^2 \Phi - 0,00000587 \text{sen}^2 2\Phi) \text{ Gal} \quad (4.2.4)$$

As anomalias gravimétricas calculadas separadamente por essas fórmulas diferentes não podem ser comparadas diretamente, porém é possível transformá-las do padrão IGF-30 para o padrão GRS-67 (Sá & Blitzkow, 1986). Essa transformação e homogeneização de dados são necessárias quando na interpretação gravimétrica de uma determinada área são usados dados levantados antes e depois do padrão GRS-67.

### Densidade das Rochas

A densidade das rochas é controlada por três fatores: a densidade das partículas que formam a massa rochosa, a porosidade e o fluido que preenche os poros (Nettleton, 1973). As rochas sedimentares possuem densidades médias que variam entre 2,0 e 2,7 g/cm<sup>3</sup>, com as areias e argilas na extremidade inferior e os dolomitos na extremidade superior. Os arenitos possuem densidade média em torno de 2,35 g/cm<sup>3</sup>. As rochas cristalinas possuem densidades médias que variam entre 2,61 g/cm<sup>3</sup> e 3,37 g/cm<sup>3</sup>, com as rochas ígneas ácidas na extremidade inferior e os eclogitos na extremidade superior (Telford *et al.*, 1976). Como o contraste de densidade é o principal fator levado em conta na interpretação de um levantamento gravimétrico, é fundamental ter um bom controle da densidade das rochas na área de levantamento. No estudo de áreas sedimentares, o contraste de densidade entre as rochas sedimentares e cristalinas e a espessura do pacote sedimentar, é que determinarão a forma e a intensidade da anomalia gravimétrica.

### Aquisição e Processamento dos Dados

Os gravímetros são equipamentos muito sensíveis que necessitam cuidado e atenção no seu manuseio. Por esse motivo, a aquisição de dados gravimétricos é uma tarefa que exige tempo e paciência. As medidas são sempre relativas e referenciadas a uma base onde o valor da gravidade é conhecido. Se a gravidade da base de referência ainda não for conhecida, ela deverá ser determinada por meio de trabalhos cuidadosos de transporte do valor conhecido para uma nova base a partir de uma rede internacional de bases (*International Gravity Network System*) estabelecida em locais de livre acesso e fácil reconhecimento, como aeroportos e igrejas. No Brasil elas são estabelecidas e mantidas pelo Observatório Nacional. A base de referência deve ser ocupada no início e no fim de um circuito de estações de medida, porém o intervalo de tempo requerido depende da capacidade do equipamento manter a estabilidade das leituras em condições de transporte e do seu isolamento em relação à temperatura externa. Essa instabilidade produzida no sistema de medidas do equipamento ao longo do tempo é denominada

deriva instrumental. Para a maioria dos equipamentos modernos, é necessário, apenas, ocupar a base no início e no fim de cada dia de trabalho, o que permite ao longo desse intervalo de tempo a execução de mais de um circuito ou perfil de pequena dimensão. Não é necessário que a base final seja a mesma na qual o circuito foi iniciado; o importante é que o valor da gravidade nas bases ocupadas seja conhecido com uma boa precisão.

Para a interpretação e correlação geológica dos dados gravimétricos coletados no campo, é calculada a anomalia de gravidade produzida pelos contrastes de densidade entre as rochas. O valor resultante desse cálculo é denominado anomalia Bouguer e para a sua obtenção são realizadas várias correções (Nettleton, 1973; Telford *et al.*, 1976, Luiz & Silva, 1995): da latitude, da elevação (ar livre), Bouguer, do terreno, da maré e da deriva instrumental.

A expressão da anomalia Bouguer obtida após a aplicação de todas as correções é a seguinte:

$$\Delta g_B = g_{OBS} - (g_N - C_{AL} + C_B - C_T) \quad (4.2.5)$$

$$\Delta g_B = g_{OBS} - (g_N - 0,3086h + 0,4191\sigma h - C_T)$$

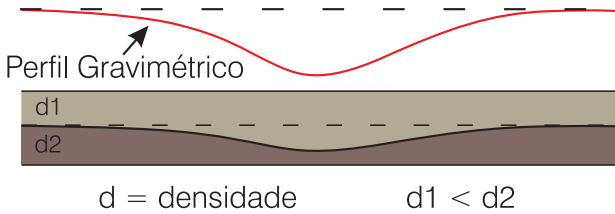
onde,  $\Delta g_B$  é o valor da anomalia Bouguer,  $g_{OBS}$  é o valor da gravidade observada,  $g_N$  é o valor da gravidade normal ou teórica que incorpora a correção de latitude,  $C_{AL}$  é a correção da elevação,  $C_B$  é a correção Bouguer ou de densidade,  $C_T$  é a correção do terreno,  $h$  é a altitude e  $\sigma$  é a densidade média das rochas superficiais da área de trabalho.

Comumente, em função de resultados práticos e para homogeneização de dados, é atribuído o valor de 2,67 g/cm<sup>3</sup> para a densidade média das rochas. Em áreas com domínio de rochas sedimentares, essa densidade média deve diminuir. No entanto, para o levantamento de bacias é necessário que a área de investigação seja maior que a área sedimentar para que o efeito da baixa densidade dos sedimentos possa produzir contrastes em relação à densidade mais alta do embasamento. Nesse caso, a densidade média se aproximará de 2,67 g/cm<sup>3</sup>. Na literatura geofísica o leitor encontrará métodos para a determinação da densidade média das rochas superficiais (Nettleton, 1973; Telford *et al.*, 1976, Luiz & Silva, 1995).

A altitude de cada estação levantada deverá ser conhecida ou determinada. Geralmente, utiliza-se o nível do mar como referência para a sua determinação. A precisão da altitude é um dos fatores mais importantes para a qualidade do cálculo final da anomalia Bouguer. Em alguns levantamentos, são utilizados datums arbitrários para a altitude, porém, esse procedimento é inadequado porque traz problemas na hora de compatibilizar dados de levantamentos diferentes.

As variações nos valores da anomalia Bouguer refletem as variações laterais da densidade das rochas e podem revelar a presença de estruturas

geológicas (figura 4.2.2). Mapas ou perfis de anomalia Bouguer podem ser utilizados na interpretação do prolongamento em profundidade das rochas e estruturas superficiais, constituindo-se em valiosa ferramenta de prospecção.



**Figura 4.2.2** - Perfil gravimétrico hipotético, apresentando o efeito gravimétrico negativo produzido pelo contraste de densidade entre duas camadas geológicas, com densidades distintas e tectonicamente deformadas.

### Interpretação de Anomalias Gravimétricas

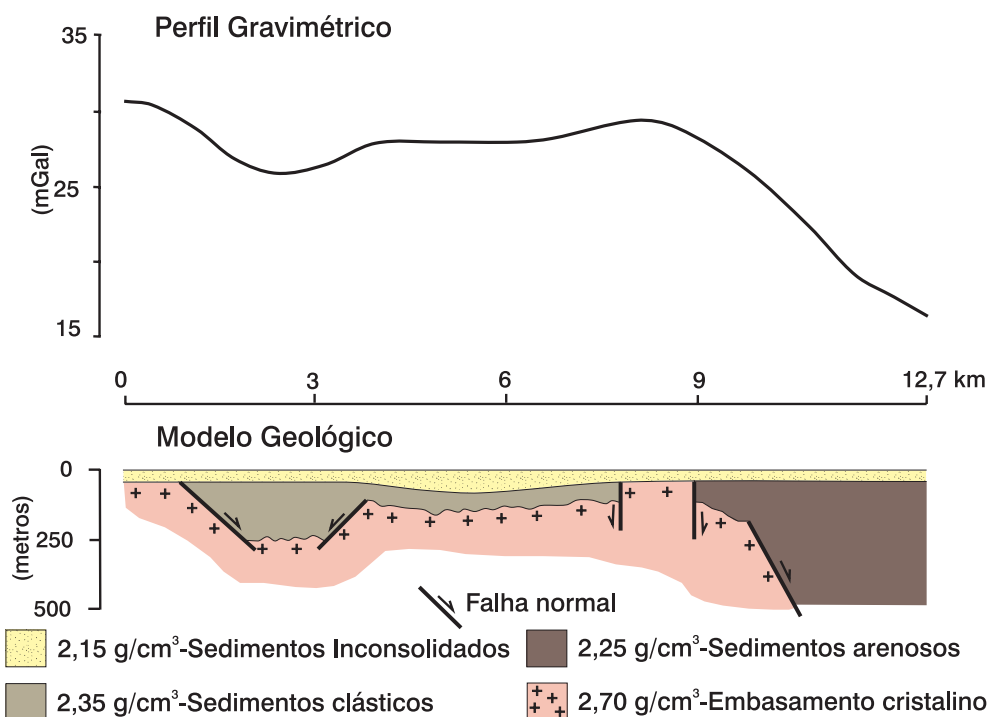
Quando consideramos o contraste de densidade entre as rochas cristalinas e a maioria das rochas sedimentares, a relação direta entre as propriedades do método gravimétrico e o estudo das bacias sedimentares é obviamente clara. Ele é numericamente pequeno, porém, perfeitamente capaz de gerar anomalias gravimétricas. Os sedimentos em contato com as rochas cristalinas produzem uma anomalia negativa que será tanto mais intensa quanto maior for sua espessura, desde que a densidade seja razoavelmente homogênea (Figura 4.2.3). Esse padrão poderá ser perturbado por um aumento gradativo da densidade dos sedimentos em profundidade ou

pela presença de rochas vulcânicas intercaladas nos sedimentos. Tendo em mente essas questões, é possível realizar boas interpretações de dados gravimétricos de bacias sedimentares. Por outro lado, existem restrições ao uso do método em pacotes sedimentares com espessuras inferiores a 100 m. Nesse caso, o efeito da variação da densidade nas rochas cristalinas encobertas pelos sedimentos influenciará em excesso a resposta gravimétrica e adicionará ambigüidades na interpretação. Mesmo assim, o uso criterioso dos dados e de pontos de controle com conhecimento da profundidade e da composição das rochas do embasamento ainda permitirão boas interpretações.

A partir de um bom levantamento e interpretação de dados gravimétricos de uma bacia sedimentar, o hidrogeólogo poderá obter uma visualização tridimensional da mesma. Isso inclui a identificação de estruturas e compartimentos não observados na superfície e a possibilidade de poder fazer locações estratégicas e de prever a profundidade dos poços. O entendimento e a quantificação tridimensional de uma bacia constituem valiosas informações na hora de efetuar modelagens e avaliar reservas disponíveis.

### Magnetometria

O método magnetométrico é um dos mais antigos métodos geofísicos. Desde o seu início, foi muito utilizado nos estudos exploratórios de recursos minerais metálicos. A indústria de exploração de petróleo também fez e ainda faz intenso emprego dessa metodologia. Na pesquisa de minérios metálicos,



**Figura 4.2.3** - Perfil gravimétrico compatível com as variações de espessura e densidade de sedimentos sobre embasamento cristalino, mostradas no Modelo Geológico (adaptado de Oliveira, 1994).

sobretudo aqueles portadores de ferro, a importância e a relação direta com jazidas é bastante clara. Em outros casos, como o do petróleo, a magnetometria permite a identificação de estruturas, tais como domos e falhas, que podem condicionar a formação de jazidas.

Da mesma maneira que a gravimetria, a importância da magnetometria na pesquisa de água subterrânea pode ser comparada com o caso do petróleo. Estruturas, tais como zonas de cisalhamento, facilmente identificadas pelo método, podem estar condicionando depressões tectônicas com maior acúmulo de água ou barreiras hidráulicas, que dificultam o fluxo da água e compartimentam bacias sedimentares. Nas rochas cristalinas, alinhamentos magnéticos são correlacionados com falhas ou zonas de fraturas regionais, com importância na identificação de áreas para prospecção detalhada de aquíferos fraturados.

### Fundamentos Teóricos

O método magnetométrico tem muitas similaridades com o gravimétrico. Em ambos os casos, o campo é potencial e varia com a posição e em menor extensão com o tempo. Adicionalmente, nos dois casos é possível determinar o campo absoluto. No entanto, existem distinções importantes, sobretudo pelo fato das variações de densidade serem muito pequenas e uniformes em relação às variações da suscetibilidade magnética. Além disso, anomalias gravimétricas são menores e mais suaves que as magnéticas e a variação com o tempo do campo magnético é mais complexa e mais rápida do que a variação do campo gravimétrico. Os levantamentos gravimétricos são mais caros, mais demorados e exigem pessoal mais qualificado que os levantamentos magnetométricos (Telford *et al.*, 1976).

O alvo das medidas do método magnetométrico é o campo magnético da Terra, seja o campo total ou uma das suas componentes que pode ser a horizontal ou a vertical. A expressão da força magnética é obtida da Lei de Coulomb para pólos magnéticos:

$$F = \frac{p_1 p_2}{\mu r^2} \Gamma_1 \quad (4.2.6)$$

onde, usando unidades eletromagnéticas do Sistema CGS (*emu-eletromagnetic units*) mais conveniente que o SI em magnetoestática (Telford *et al.*, 1976),  $F$  é a força em dinas no pólo  $p_2$ ,  $\Gamma_1$  é um vetor unitário dirigido de  $p_1$  para  $p_2$ ,  $r$  é a distância entre os pólos em cm e  $\mu$  é a permeabilidade magnética do meio.

Se dois pólos  $p_1$  e  $p_2$ , cada um com intensidade de 1 *emu*, são posicionados na distância de 1 cm no vácuo, a força entre eles é 1 dina porque a permeabilidade é uma quantidade adimensional cujo valor é igual a 1 no vácuo. Essa força é atrativa se os pólos têm sinais opostos e repulsiva se os sinais são os mesmos. Convencionalmente, o pólo positivo é atraído pelo pólo norte magnético e o pólo negativo é atraído pelo pólo sul magnético.

Uma quantidade de maior aplicabilidade que a força magnética é a intensidade do campo magnético. Considerando-se um campo magnético em um ponto do espaço, resultante da influência de um pólo magnético  $p$  localizado a uma distância  $r$ , a sua intensidade  $H$ , é definida como força por unidade de pólo:

$$H = \frac{F}{p'} = \frac{p}{\mu r^2} \Gamma_1 \quad (4.2.7)$$

onde  $p'$  é um pólo fictício localizado no espaço e representaria o instrumento de medida.

Assume-se que  $p'$  é bastante pequeno para não causar distúrbios no campo  $H$  no local de medida, isto é,  $p' \ll p$ . No Sistema CGS,  $H$  é medido em *oersteds* (dinas/unidade de pólo) e no SI, onde o campo é expresso fundamentalmente como densidade de fluxo, a unidade de medida é A/m. O campo magnético também pode ser produzido por correntes elétricas fluindo em um condutor, em vez de pólos ou pólos de material magnetizado.

### O Campo Magnético da Terra

O campo magnético da Terra pode ser comparado com o campo produzido por uma esfera magneticamente polarizada (figura 4.2.4). No pólo magnético norte ele é vertical e aponta para o interior da Terra e no pólo magnético sul ele é vertical e aponta para fora da Terra. As linhas de força que atravessam a esfera terrestre ficam paralelas com a superfície nas proximidades do equador.

O campo geomagnético é composto por três partes: o campo principal, que varia lentamente e tem origem em forças eletrodinâmicas no núcleo da Terra;

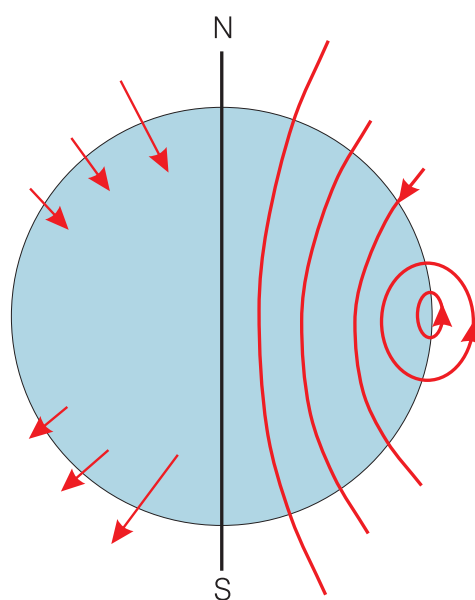
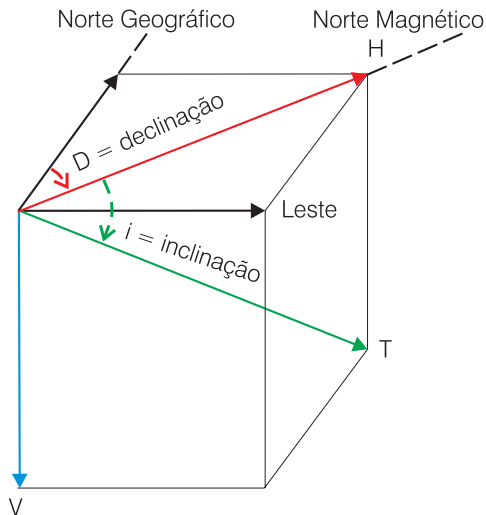


Figura 4.2.4 - Representação esquemática das linhas de força do campo magnético da Terra (adaptado de Nettleton, 1973).

o campo externo, produzido por correntes elétricas que circulam na ionosfera, e que representa uma pequena fração do principal e varia rapidamente; e, variações do campo principal, que são constantes no tempo e são causadas por anomalias magnéticas locais geradas por rochas e minerais magnéticos próximos da superfície da Terra (Telford *et al.*, 1976). A figura 4.2.5 apresenta os principais elementos do campo geomagnético.



**Figura 4.2.5** - Principais elementos do campo geomagnético. T é o campo total, V a componente vertical e H a componente horizontal (adaptado de Nettleton, 1973).

### Propriedades Magnéticas das Rochas

A causa da magnetização das rochas é a indução magnética produzida pelo campo da Terra nas partículas magnéticas que compõem os minerais (Nettleton, 1973). Geralmente, mas nem sempre, as rochas de cor clara, como os granitos, possuem um conteúdo menor de minerais magnéticos, do que as rochas de cor escura, como os gabros. O mesmo pode ser dito das rochas sedimentares (menos magnéticas) em relação às metamórficas e ígneas.

A susceptibilidade magnética ( $k$ ) é um parâmetro que permite reconhecer quanto uma rocha poderá ser magnetizada pelo campo da Terra. Ela representa a proporção em que um material poderá ser magnetizado sob a ação de um campo magnético e possui uma variação muito grande entre minerais e rochas (Telford *et al.*, 1976). É definida da seguinte maneira:

$$k = \frac{I}{H} \quad (4.2.8)$$

onde  $I$  representa a intensidade de magnetização, proporcional à intensidade do campo  $H$  e na mesma direção desta última.

Em unidades SI,  $k$  é adimensional, pois  $H$  e  $I$  são medidos na mesma unidade (A/m). A magnitude de  $k$  no SI é  $4\pi$  vezes maior que a magnitude expressa no sistema CGS (*emu*).

Todas as substâncias podem ser classificadas em três grupos, de acordo com as suas propriedades magnéticas: diamagnética, paramagnética e ferromagnética. As substâncias diamagnéticas apresentam susceptibilidade magnética negativa. Isso significa que a magnetização induzida por um campo externo  $H$  apresentará sentido oposto a esse campo. Nesses materiais o movimento orbital dos elétrons em torno do núcleo produz uma corrente cujo momento magnético gera um movimento de precessão em torno de um campo externo aplicado. O movimento periódico adicional produz um momento magnético que é oposto ao campo aplicado, resultando em uma susceptibilidade negativa. As substâncias que não são diamagnéticas, são denominadas paramagnéticas, ou seja, apresentam susceptibilidade magnética positiva e quando sofrem indução apresentam magnetização no mesmo sentido do campo indutor. Nessas substâncias os momentos magnéticos dos átomos individuais estão desemparelhados, assim cada átomo comporta-se independentemente em relação a um campo externo, produzindo como resultante uma susceptibilidade ligeiramente positiva. As substâncias ferromagnéticas são materiais paramagnéticos em que os átomos interagem sob a ação de um campo externo e os momentos magnéticos emparelham, de tal forma que grupos de átomos comportam-se coletivamente e se orientam em uma configuração paralela, resultando em uma susceptibilidade muito positiva. Porém, quando aquecidas acima da temperatura Curie (Fe 750°C, Ni 310°C, magnetita 515°C), elas perdem as suas características ferromagnéticas e passam a se comportar como paramagnéticas. As rochas contendo minerais ferromagnéticos como a magnetita e a titanomagnetita são as principais fontes das anomalias magnéticas.

### Aquisição e Processamento dos Dados

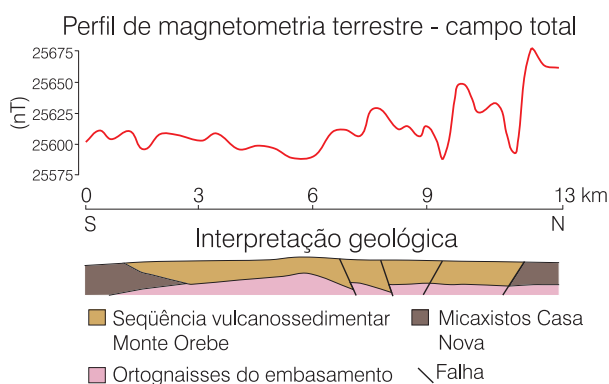
A execução de levantamentos magnéticos terrestres é uma tarefa relativamente fácil. Os equipamentos utilizados são portáteis, necessitam de apenas um operador e as leituras em uma estação demoram apenas alguns segundos. Em baixas latitudes magnéticas, como é caso do Brasil, é mais comum a medição do campo magnético total. Como o campo magnético da Terra não é constante, é necessário identificar e corrigir a variação desse campo com o tempo. Esse procedimento é feito mediante a utilização de um magnetômetro fixo, localizado nas proximidades da área de levantamento. O ciclo de variação diário tem uma amplitude em torno de 20 a 50 nT (nanoTeslas no SI equivalente a gamas no CGS), porém, pulsos intensos de curto período, produzidos por tempestades magnéticas geradas por movimentos de correntes elétricas na alta atmosfera podem produzir anomalias muito intensas (até 1.000 nT). Nesse caso, o levantamento deverá ser paralisado e só retomado

após o fim das tempestades. Essas tempestades estão associadas com o ciclo de atividade solar e em alguns casos duram períodos longos, às vezes semanas, causando prejuízos significativos no cronograma de execução do estudo geofísico.

A estratégia do levantamento varia de acordo com os objetivos do projeto e as características do alvo a ser levantado. As estruturas mais regionais podem ser abordadas através de estudos mais amplos que envolvam áreas maiores. Nesse caso, o uso de levantamentos aéreos produz resultados que dependem da altura do sensor e do espaçamento das linhas de voo. Na investigação de estruturas profundas são utilizados sensores mais altos e linhas de voo mais abertas. Os alvos menores não identificados nos trabalhos regionais, devem ser prospectados em levantamentos terrestres de detalhe, onde os parâmetros mais importantes são a distância entre os perfis e o espaçamento das estações de medida. Quanto mais cerrados forem esses parâmetros, melhor será a identificação do alvo.

### Interpretação de Anomalias Magnéticas

Anomalias magnéticas e prospecção hidrogeológica, obviamente, não possuem uma relação direta. Nenhum prospector irá sugerir a locação de um poço apenas pelo fato de no local escolhido existir uma anomalia magnética. Porém, é necessário admitir a capacidade e facilidade que o método tem para a localização de estruturas tectônicas (Astier & Paterson, 1987). Nas latitudes magnéticas baixas do território brasileiro, onde a inclinação magnética se aproxima da horizontal, os corpos ou estruturas magnéticas causam uma forma anômala no perfil magnetométrico, caracterizada por um pico negativo ladeado por dois picos positivos. Nessa situação, o corpo ou estrutura fonte da anomalia se posiciona aproximadamente no centro do pico negativo. No entanto, as formas relativas dos picos das anomalias variam de acordo com a atitude do corpo ou da estrutura e com a inclinação e direção do campo magnético da Terra (figura 4.2.6). Em latitudes



**Figura 4.2.6** - Perfil de magnetometria terrestre com interpretação de zonas de falhas a partir de anomalias magnéticas, caracterizadas por uma feição dipolar positiva-negativa. A escala vertical da seção geológica não está determinada (adaptado de Angelim, 1989).

magnéticas altas, onde a inclinação magnética se aproxima da vertical, a forma anômala inverte para um pico positivo no centro, com flancos negativos de pequena amplitude. Assim, a forma da anomalia magnética muda gradativamente de um pico negativo com flancos positivos nas proximidades do equador para um pico positivo com flancos negativos nas proximidades dos pólos. Nesse contexto, é considerada apenas a magnetização induzida pelo campo magnético atual, sem considerar a possibilidade da existência, nas rochas, de magnetização remanescente de um período geológico prévio, em que a direção e a inclinação do campo eram diferentes das atuais.

As possibilidades do uso do método são muitas, porém, destaca-se, nos trabalhos de prospecção de aquíferos fraturados, a identificação de falhas, zonas de cisalhamento e contatos litológicos, considerando que as fraturas se desenvolvem em uma íntima correlação com essas estruturas. Em regiões com coberturas espessas ou manto de alteração, onde falhas são prospectáveis, a magnetometria pode ser uma solução fácil e barata para o mapeamento e correlação com áreas de afloramento.

As bacias sedimentares geralmente são desenvolvidas em condições de controle por estruturas tectônicas. Essas estruturas compartimentam as bacias, condicionam a localização do depocentro e das áreas com sedimentação arenosa. Como os sedimentos são transparentes ao método magnético, é possível identificar estruturas magnéticas localizadas abaixo dos mesmos. Essas estruturas muitas vezes têm importância fundamental na evolução e na configuração das bacias.

### Magnetotelúrico e Audiomagnetotelúrico (AMT)

O termo magnetotelúrico refere-se a uma técnica que utiliza os sistemas de correntes induzidos por campos magnéticos de grande escala e de baixa frequência no interior da Terra (Telford *et al.*, 1976). A fonte das correntes está localizada fora da Terra. Elas são produzidas por variações no campo magnético terrestre que influenciam correntes ionosféricas. O método trabalha com frequências no intervalo de  $10^{-4}$  a  $10^4$  Hz. As medidas das variações temporais desses campos permitem estimar a resistividade elétrica de estruturas e camadas da litosfera terrestre. O método AMT utiliza fontes naturais com frequências superiores a 1 Hz originadas por atividades elétricas na baixa atmosfera.

As características desses métodos permitem detectar camadas e estruturas geológicas profundas, daí a sua importância na identificação da estratigrafia geoeletrica de grandes blocos litosféricos (Figueiredo, 1997). Essas mesmas características favorecem o estudo de aquíferos em bacias com grandes espessuras sedimentares do tipo sinéclises e riftes pelo método AMT (Vitorello & Padilha, 1993, Meju *et al.*, 1999).

## Fundamentos Teóricos, Aquisição e Processamento dos Dados

Os métodos magnetotelúrico e AMT têm seus fundamentos de interpretação e execução baseados na teoria da indução eletromagnética. As equações básicas que são aplicadas nessa teoria serão apresentadas de forma simplificada no item Métodos Eletromagnéticos de Campo Artificial. Os métodos usam sensores magnéticos, sensores elétricos e unidades de aquisição e processamento dos dados. Os sensores magnéticos são bobinas de indução eletromagnética que medem o campo magnético horizontal e vertical. Os sensores elétricos são constituídos de eletrodos não polarizáveis de Cu, que ficam em contato com o solo mediante uma solução de sulfato de cobre. As unidades de processamento amplificam, filtram e convertem os sinais elétricos e magnéticos em curvas de resistividade elétrica aparente versus a frequência.

Nesses métodos, para gerar o fenômeno de indução eletromagnética, o modelo teórico requer ondas eletromagnéticas planas que atravessam verticalmente camadas horizontais homogêneas e isotrópicas. Na frequência de trabalho do método AMT, a fonte do sinal tem origem em tempestades elétricas produzidas na baixa atmosfera (1 a 10 kHz), sendo importante conhecer sua direção e distância (Vitorello & Padilha, 1993). No caso do magnetotelúrico, as frequências inferiores a 1 Hz, originadas na ionosfera, também são de interesse. Pelo fato de dependerem de fontes naturais de longa distância, os procedimentos de campo e os resultados da prospecção são muito afetados pelas mudanças de clima, pelo relevo e pela presença de ruídos de origem antrópica, tais como linhas de alta tensão.

A estratégia de campo depende do alvo que será investigado. No método magnetotelúrico, quando se investiga a litosfera terrestre, as estações são espaçadas de alguns até dezenas de quilômetros. Os procedimentos de campo são demorados e o custo é alto. No AMT, mais indicado para o estudo das bacias sedimentares, o intervalo das estações é mais cerrado e o trabalho de campo é rápido e pouco dispendioso.

### Interpretação de Sondagens Magnetotelúricas e AMT

Convencionalmente, os dados de resistividade das sondagens elétricas obtidas nos levantamentos são plotados em um gráfico log-log *versus* a frequência. O processamento e a modelagem matemática desses dados fornecem a estratigrafia geoeletrica em cada estação de sondagem. Ao longo de um perfil com várias estações, é possível construir uma seção geoeletrica da área de pesquisa.

A utilidade que esses métodos oferecem ao obter sondagens elétricas profundas em bacias sedimentares pode ser bem entendida por um hidrogeólogo que já teve

contato com o tradicional método elétrico de sondagem elétrica vertical. A identificação de valores baixos de resistividade elétrica, correlacionados com camadas em um pacote sedimentar, pode ser um bom indicador, porém, às vezes ambíguo, da presença de rochas porosas preenchidas com água. Como ocorre na interpretação de todo método geofísico, nesse caso é também importante uma parametrização, ou seja, a comparação dos dados com uma sondagem padrão realizada nas proximidades de um poço com estratigrafia bem conhecida. Na hora de interpretar é bom ter em mente que camadas de baixa resistividade podem não ser um arenito com água, porém, corpos argilosos e, que camadas de resistividade alta, como por exemplo calcários, podem apresentar bons resultados hidrogeológicos. Uma grande vantagem desses métodos em relação às tradicionais SEVs, é a possibilidade de efetuar sondagens profundas sem utilizar grandes e incômodas extensões de linhas AB de injeção de corrente elétrica no solo, que tornam as operações de campo lentas e caras.

## 4.2.3 Métodos de Campos Artificiais

### Método de Sísmica Refração

#### Princípio Básico - Lei de Snell

Ao se produzir uma perturbação em um meio elástico, como por exemplo um choque, são geradas ondas que se propagam radialmente. Consideremos uma frente de onda plana incidindo obliquamente numa superfície de separação de dois meios elásticos de velocidades distintas  $v_1$  e  $v_2$  tal que  $v_2 > v_1$ . Um determinado raio incidindo nesta dita superfície sofrerá refração, conforme mostrado na figura 4.2.7.

Em um determinado intervalo de tempo  $\Delta t$ , a energia que parte de C alcança D, viajando no meio 2, enquanto que no mesmo intervalo de tempo, a energia que parte de B alcança A, viajando no meio 1. Isso acontece porque as frentes de onda conservam a continuidade ao transpor a interface. Nessas condições:

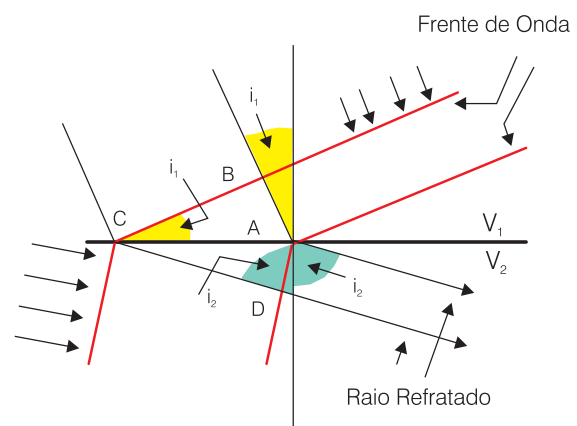


Figura 4.2.7 - Lei de Snell.

$$BA = v_1 \Delta t \text{ e } CD = v_2 \Delta t \Rightarrow \frac{v_1}{v_2} = \frac{BA}{CD} \quad (4.2.9)$$

Como a onda é plana, os raios são perpendiculares às frentes de onda. Então:

$$BA = CA \cdot \text{sen } i_1 \text{ e } CD = CA \cdot \text{sen } i_2$$

Tem-se então:

$$\frac{v_1}{v_2} = \frac{\text{sen } i_1}{\text{sen } i_2} \quad (4.2.10)$$

A equação (4.2.10) é chamada de Lei de Snell. Chamam a atenção nesta lei, os seguintes pontos:

- o raio incidente e o raio refratado propagam-se no mesmo plano;
- $v_1 = v_2 (\text{sen } i_1 / \text{sen } i_2)$
- se  $v_1 = \text{cte} \rightarrow \text{sen } i_1 = \text{cte}$ . Assim, crescendo  $v_2$ , aumenta  $i_2$ , isto é, quanto maior o contraste de velocidades, mais o raio refratado se afasta da normal;
- $\text{sen } i_2 = (v_2 / v_1) \cdot \text{sen } i_1$
- para um mesmo contraste de velocidade, o ângulo de refração cresce com o ângulo de incidência. Quando  $i_2 = 90^\circ$  então  $\text{sen } i_2 = 1$ , isto é,  $1 = (v_2 / v_1) \cdot \text{sen } i_1 \rightarrow \text{sen } i_1 = (v_1 / v_2) \rightarrow i_1 = \text{arc sen } (v_1 / v_2)$ . Este ângulo  $i_1$ , quando tal acontece, é chamado de **ângulo crítico**.

Para os valores de  $i_1$  acima do ângulo crítico, nenhuma onda é gerada no meio 2. O raio refratado corre, assim, ao longo da superfície de separação com velocidade  $v_2$  (refração total), cada ponto dessa superfície agindo como uma frente de ondas segundo o princípio de Huygens (figura 4.2.8).

### Mecanismo de Propagação e Recuperação das Ondas Refratadas - A Dromocrônica

A figura 4.2.9 ilustra o procedimento de campo, as refrações totais e a recuperação das ondas refratadas.

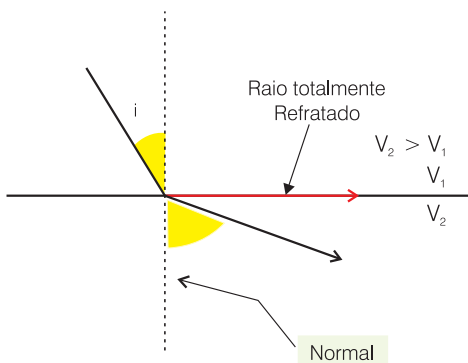


Figura 4.2.8 - Refração total.

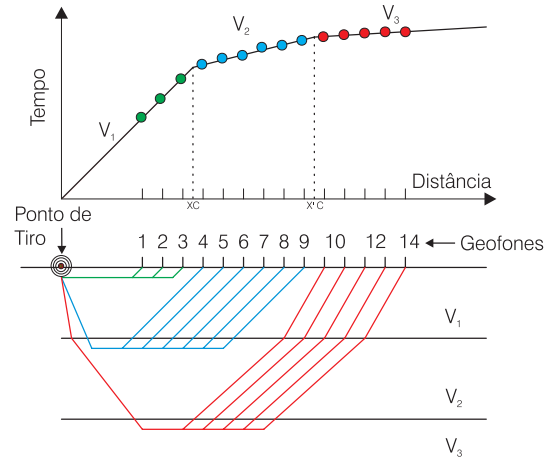


Figura 4.2.9 - Dromocrônica.

O termo dromocrônica vem de *dromo* (lugar para se correr) e *chronos* (tempo). Pode ser entendido como uma curva ou gráfico mostrando o registro dos tempos tomados pela onda refratada para percorrer várias distâncias.

Velocidade na 1ª camada:

$$v_1 = D_1 / t_1$$

onde,  $D_1$  é a distância entre o ponto de tiro e o ponto de intersecção das retas  $v_1$  e  $v_2$ , ou seja, a distância crítica e  $t_1$  é o tempo correspondente.

Velocidade na 2ª camada:

$$v_2 = D_2 / t_2$$

onde,  $D_2$  é igual a  $x'_c - x_c$ , ou seja, a distância no eixo das abcissas compreendida entre os dois pontos de intersecção (distâncias críticas), respectivamente,  $v_1$  com  $v_2$  e  $v_2$  com  $v_3$  e  $t_2$  é o tempo dado por  $t_2 = t_1 - t_1'$ .

As profundidades dos diferentes refratores podem ser obtidas em função das velocidades acima avaliadas e das distâncias críticas. O método de sísmica refração é indicado em estudos de reconhecimento, onde existe um refrator de alta velocidade recoberto por rochas de menor velocidade. Esta situação é encontrada nos seguintes casos, entre outros:

- bacias sedimentares onde se deseja investigar a configuração do embasamento cristalino;
- avaliação da espessura de rocha alterada capeando a rocha sã;
- aluviões sobre cristalino; e
- topo de camadas calcárias.

## O Método de Eletroresistividade

### A Lei de Ohm

O método de eletroresistividade baseia-se fundamentalmente na **Lei de Ohm**, descoberta experimentalmente pelo alemão Georg Simon Ohm (1789-1854). Esta lei expressa a proporcionalidade

direta, entre a intensidade da corrente elétrica que percorre um condutor metálico e a diferença de potencial entre os terminais desse condutor, ilustrado na figura 4.2.10.

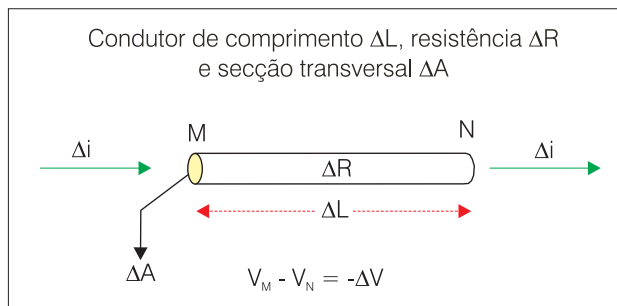


Figura 4.2.10 - Fundamentos da Lei de Ohm.

Considera-se a diferença de potencial, por definição, como sendo  $\Delta V = V_N - V_M$ . Como o fluxo de corrente se dá no sentido dos potenciais decrescentes, a diferença  $V_N - V_M$  é sempre negativa ou, em outras palavras, o  $\Delta V$  é sempre negativo.

A proporcionalidade entre a intensidade de corrente e a diferença de potencial, verificada experimentalmente em laboratório, é transformada em igualdade pela introdução do coeficiente de proporcionalidade  $1/\Delta R$ , denominado de condutância elétrica. Temos, assim, a equação (4.2.11) que é a forma mais simples da **Lei de Ohm**. O sinal negativo, decorrente da definição de diferença de potencial, acima colocada, indica que a corrente elétrica flui de pontos de maior potencial elétrico para pontos em que esse potencial é menor.

$$\Delta i = -\frac{1}{\Delta R} \cdot \Delta V \quad (4.2.11)$$

Verifica-se, também experimentalmente, que a resistência elétrica do condutor varia na razão direta do seu comprimento e na razão inversa da sua seção, como indicado na equação (4.2.12) sendo a resistividade  $\rho$ , o fator de proporcionalidade:

$$\Delta R = \rho \cdot \frac{\Delta L}{\Delta A} \quad (4.2.12)$$

Se  $\Delta L=1$  e  $\Delta A=1$ , tem-se que  $\rho = \Delta R$  e, daí, define-se a resistividade como a **resistência de um cilindro do material considerado, de altura unitária e base unitária**.

É evidente, assim, que a resistividade, ao contrário da resistência, é um parâmetro que caracteriza o material, independentemente das suas dimensões. A unidade que mede a resistividade é facilmente deduzida a partir da equação (4.2.12), como mostrado a seguir:

$$\Delta R = \rho \cdot \frac{\Delta L}{\Delta A} \rightarrow \rho = \frac{\Delta R \cdot \Delta A}{\Delta L}$$

Passando às dimensões:

$$\rho = [(\text{ohm} \cdot \text{m}^2)/\text{m}] = \text{ohm} \cdot \text{m}$$

Para alguns fins, entretanto, como por exemplo, na determinação da resistividade de águas em laboratório, utiliza-se o ohm.cm.

$$1 \text{ ohm} \cdot \text{m} = [(1 \text{ ohm} \cdot 10000 \text{ cm}^2)/100 \text{ cm}] = 100 \text{ ohm} \cdot \text{cm}$$

$$1 \text{ ohm} \cdot \text{m} = 100 \text{ ohm} \cdot \text{cm} = 0,01 \text{ ohm} \cdot \text{m}$$

Na prospecção elétrica, em geologia, a unidade correntemente utilizada é o ohm.m. A condutividade elétrica é definida como o inverso da resistividade.

$$\sigma = \frac{1}{\rho} = \frac{\Delta L}{\Delta R \cdot \Delta A}$$

Passando às dimensões:

$$\sigma = [\text{m}/(\text{ohm} \cdot \text{m}^2)] = [1/(\text{ohm} \cdot \text{m})] = [(1/\text{ohm}) \cdot (1/\text{m})] = (\text{mho}/\text{m})$$

Voltando agora às equações (4.2.11) e (4.2.12), percebe-se que é vantajoso reunir as duas expressões numa equação única. Para fazer isso, levemos  $\Delta R$  de (4.2.12) em (4.2.11), o que resulta em:

$$\frac{\Delta V}{\Delta i} = -\frac{\rho \cdot \Delta L}{\Delta A} \quad \text{ou} \quad \frac{\Delta i}{\Delta A} = -\frac{1}{\rho} \cdot \frac{\Delta V}{\Delta L}$$

Na expressão acima,  $\Delta i$  é a intensidade de corrente elétrica, definida como **medida da quantidade de carga que passa por uma dada seção do condutor, por unidade de tempo**. A unidade prática que mede a intensidade de corrente elétrica é o ampère, definido como 1 coulomb/s. Se, na equação acima, passarmos ao limite quando  $\Delta L$  tender para zero, obteremos:

$$\lim_{\Delta L \rightarrow 0} \frac{\Delta i}{\Delta A} = -\frac{1}{\rho} \cdot \lim_{\Delta L \rightarrow 0} \frac{\Delta V}{\Delta L}$$

A operação acima admite as considerações descritas a seguir:

- se mantivermos constante a seção  $\Delta A$ , do condutor, e variarmos seu comprimento  $\Delta L$ , ocorre o seguinte:
  - $\Delta L \rightarrow 0$  acarreta  $\Delta R \rightarrow 0$ , de acordo com a equação (4.2.12);
  - $\Delta V \rightarrow 0$ , porque  $\Delta L \rightarrow 0$ ;
  - Embora  $\Delta V$  e  $\Delta R$  tendam para zero, a razão  $\Delta V/\Delta R$  se mantém constante e igual a  $\Delta i$ , de acordo com a Lei de Ohm expressa na equação (4.2.11);
- em função do acima exposto, o limite da razão  $\Delta i/\Delta A$  é ela própria, pois que a mesma independe de  $\Delta L$ . Esta razão é chamada de **densidade de corrente** que é designada de **J**;



- o termo  $(1/\rho)$  é a **condutividade elétrica** que é chamada de  $\sigma$ ;
- a razão  $\Delta V/\Delta L$  representa a queda de potencial por unidade de comprimento do condutor ou, em outras palavras, a taxa de variação do potencial com a distância. O limite dessa razão, quando  $\Delta L$  se tornar tão pequeno quanto se queira, é a taxa de variação do potencial, tomada pontualmente ou, por definição, a derivada do potencial em relação à distância, cuja notação será  $dV/dL$ .

Com essas considerações, a equação anterior pode ser escrita como:

$$\mathbf{J} = -\sigma \cdot \frac{dV}{dL} \quad (4.2.13)$$

Esta nova apresentação da Lei de Ohm nos diz que em qualquer ponto de um condutor unidimensional, homogêneo e isotrópico, a densidade de corrente é proporcional à derivada do potencial em relação à distância, a condutividade elétrica sendo o fator de proporcionalidade.

Como na natureza os condutores elétricos são geralmente tridimensionais, impõem-se as seguintes generalizações:

- a intensidade de corrente  $\Delta i$  passa a ser uma grandeza vetorial, pois que sua completa definição exige a consideração de uma direção e um sentido. Assim sendo e, desde que  $\mathbf{J} = \Delta i/\Delta A$ , a densidade de corrente  $\mathbf{J}$  será também uma grandeza vetorial;
- $\mathbf{J}$  sendo uma grandeza vetorial, acarreta que a derivada do potencial  $dV/dL$  também o seja, de acordo com a equação (4.2.13), uma vez que  $\sigma$  é grandeza escalar. Isso significa dizer que, numa corrente elétrica tridimensional, o potencial varia numa infinidade de direções.

Em face do exposto, verifica-se que podem ser consideradas várias densidades de corrente, na dependência da direção em que se considere a variação do potencial. Dentre todas as direções possíveis, uma oferece um interesse especial. É aquela que vai caracterizar espacialmente a Lei de Ohm e que representa a variação máxima do potencial. A derivada nessa direção é o que se chama matematicamente de gradiente do potencial, tendo sido batizada, na eletricidade, de campo elétrico, designado pela notação  $\vec{E}$ .

Demonstra-se que as componentes  $\vec{E}_x$ ,  $\vec{E}_y$  e  $\vec{E}_z$  do vetor campo elétrico  $\vec{E}(x,y,z)$ , num sistema de coordenadas cartesianas, têm como módulos as derivadas parciais da função potencial escalar  $V(x,y,z)$ , tal como mostrado na figura 4.2.11. O campo elétrico pode ser então escrito como:

$$\vec{E}(x,y,z) = -\left(\frac{\partial V}{\partial x} \vec{i} + \frac{\partial V}{\partial y} \vec{j} + \frac{\partial V}{\partial z} \vec{k}\right) \quad (4.2.14)$$

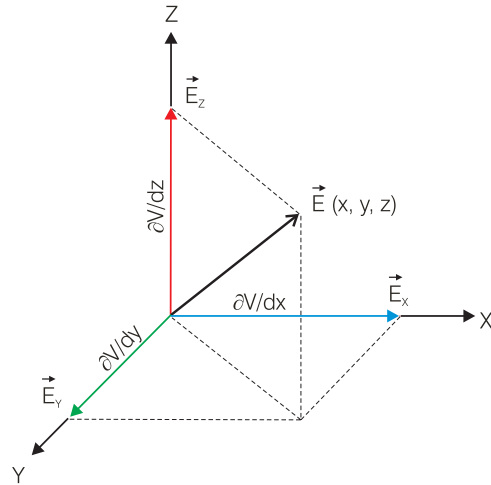


Figura 4.2.11 - Vetor gradiente ou campo elétrico.

Na equação (4.2.14),  $\vec{i}$ ,  $\vec{j}$ ,  $\vec{k}$  são vetores unitários, enquanto que o operador diferencial  $(\frac{\partial}{\partial x} \vec{i} + \frac{\partial}{\partial y} \vec{j} + \frac{\partial}{\partial z} \vec{k})$  é conhecido como operador gradiente, recebendo a notação vetorial de  $\overline{\text{grad}}$ . Assim, a expressão cartesiana do gradiente do potencial, ou campo elétrico, mostrada na equação (4.2.14), pode ser escrita mais comodamente sob a forma vetorial seguinte:  $\vec{E}(x,y,z) = -\overline{\text{grad}} V(x,y,z)$  ou, mais simplesmente,  $\vec{E} = -\overline{\text{grad}} V$ . E a Lei de Ohm, mostrada na equação (4.2.13) para um condutor unidimensional, passa a ser escrita agora, para condutores tridimensionais como:

$$\vec{J} = -\sigma \cdot \overline{\text{grad}} V \quad (4.2.15)$$

A equação (4.2.15) mostra a Lei de Ohm em sua forma mais comumente apresentada nos tratamentos teóricos. Ela expressa o fato de que **a densidade de corrente, em qualquer ponto de um condutor homogêneo e isotrópico, é proporcional ao campo elétrico.** A constante de proporcionalidade  $\sigma$ , condutividade elétrica, não depende das dimensões do condutor, sendo, portanto, característica da sua substância.

No caso mais geral possível, de meio heterogêneo e anisotrópico, o problema assume maior complexidade, uma vez que a condutividade elétrica passa a ser uma função do ponto,  $\sigma = \sigma(x, y, z)$ . Esta função tem, ademais, propriedades diretivas em cada ponto, devido à anisotropia do meio. Nessas condições, a condutividade elétrica que expressa a relação entre a densidade de corrente e o gradiente de potencial ou campo elétrico, não é mais um simples escalar mas, sim, um conjunto de coeficientes escalares que exprime a dependência linear das componentes do vetor  $\mathbf{J}(x,y)$  relativamente às componentes do vetor  $\vec{E}(x,y)$ . Este conjunto de coeficientes constitui o que se chama de **tensor de condutividade elétrica**. Recomenda-se ao leitor interessado a consulta a textos avançados de eletricidade para maiores informações.

### Condutibilidade das Rochas

Conhecem-se dois tipos de condutibilidade elétrica: a condutibilidade metálica ou eletrônica e a condutibilidade eletrolítica ou iônica.

A primeira é a condutibilidade característica dos metais. Neste caso, a matéria do condutor participa ativamente da transmissão da corrente elétrica através do transporte de elétrons. Alguns jazimentos minerais têm esta condutibilidade tais como, por exemplo, corpos de pirita, galena, calcopirita, magnetita e grafita. A resistividade desses corpos, notadamente aqueles constituídos de sulfetos, é da ordem de 0,01 ohm.m quando maciços. Geralmente são bem menos condutivos, pelo fato de incluírem, disseminados, minerais de alta resistividade como micas e feldspatos, por exemplo, e, também, por causa do contato imperfeito entre os cristais do mineral metálico.

A condutibilidade eletrolítica ou iônica é aquela que se verifica nas soluções de ácidos, bases ou sais em água. A corrente elétrica é resultante do deslocamento de íons oriundos da dissociação das moléculas desses ácidos, bases ou sais.

A grande maioria das rochas, em particular as rochas sedimentares, apresenta condutibilidade iônica. Estas rochas conduzem eletricidade graças à água de saturação e tanto mais facilmente quanto mais salinizada for esta água. Desta forma, pode-se dizer que a resistividade das rochas depende fundamentalmente dos seguintes fatores:

- resistividade da água de saturação;
- porosidade total da rocha;
- geometria dos poros e extensão do seu preenchimento; e
- litologia.

### Lei de Archie

Archie (1942), estudou em laboratório um grande número de amostras de formações porosas consolidadas, totalmente saturadas com água de alta salinidade. Ele verificou a existência de uma correlação linear entre a resistividade da rocha saturada ( $\rho_r$ ) e a resistividade da água de saturação ( $\rho_e$ ). Em outras palavras, a razão  $\rho_r/\rho_e$  se mantinha constante para qualquer valor de  $\rho_e$ , com  $\rho_r$  tendendo para zero quando  $\rho_e$  tendia para zero. Archie denominou essa razão - que não depende da salinidade da água de saturação, mas apenas da textura e porosidade da rocha - de *formation resistivity factor*. Podemos chamá-la de fator elétrico de formação ou, simplesmente, de **fator de formação** (F), adimensional, como mostrado na relação a seguir:

$$F = \frac{\rho_r}{\rho_e} \quad (4.2.16)$$

É importante notar que a correlação acima só é linear se a matriz da rocha for não condutiva, isto é, não contribuir para a condução elétrica. Em outras palavras, toda a condução elétrica deve ser eletrolítica, através dos poros da rocha, para que o fator de formação tenha validade como parâmetro diagnóstico da porosidade. A preocupação básica de Archie, com efeito, era a busca de um instrumento que permitisse quantificar a porosidade das rochas reservatório.

Para assegurar a predominância da condução eletrolítica, Archie utilizou como solução saturante uma salmoura de alta salinidade, o que tornou insignificante e, portanto, desprezível, a participação da matriz da rocha no processo de condução elétrica.

O conceito de fator de formação cedo revelou-se de grande interesse na pesquisa de óleo, o que motivou um grande volume de estudos em laboratório. Nos anos 40 e 50, milhares de amostras de meios porosos reais foram ensaiadas por vários experimentadores, entre os quais destacam-se o próprio G. E. Archie (1942) e W. O. Winsauer (1952). Os resultados obtidos mostraram que o **F** varia na razão inversa da porosidade, admitindo entretanto, mantida a mesma porosidade, uma certa variação em função da configuração dos poros.

Foi, finalmente, proposta a seguinte expressão, relacionando o fator de formação à porosidade total do reservatório:

$$F = a \cdot \eta^{-m} \quad (4.2.17)$$

Combinando, finalmente, (4.2.16) e (4.2.17) chega-se à expressão (4.2.18) que ficou conhecida na literatura como Lei de Archie:

$$\rho_r = \frac{a}{\eta^m} \cdot \rho_e \quad (4.2.18)$$

Na expressão (4.2.18),  $\rho_r$  é a resistividade da rocha (fase sólida mais eletrólito),  $\rho_e$  é a resistividade do eletrólito,  $\eta$  é a porosidade total da rocha, **m** é o fator de cimentação ( $1.3 < m < 2.3$ ) e **a** é o fator de textura. Na tabela 4.2.2 é apresentado, a título de ilustração, alguns valores de porosidade total e respectivo fator de formação.

Rochas	Poros. Total $\eta$ (%)	F (Adimens.)
Rochas ígneas e metamórficas	1 a 2	100
Calcários e arenitos compactos	3 a 4	50 a 100
Areias em geral	15 a 40	3 a 20
Diatomito	80 a 90	< 2

**Tabela 4.2.2** - Porosidades totais e fatores de formação (adaptado de Lasfargues, 1957).

### O Efeito das Argilas na Lei de Archie

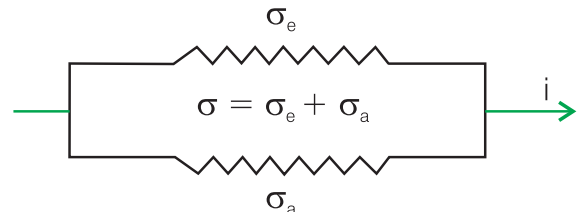
Como ressaltado, a Lei de Archie é válida para meios porosos não argilosos e isentos de minerais condutivos. Ora, na natureza esta condição é aproximada apenas em raros casos como, por exemplo, certas areias de dunas. A areias, em geral, e os arenitos contêm sempre um certo teor de argila disseminada. Os minerais de argila, embora sejam silicatos e sejam intrinsecamente isolantes elétricos, fazem diminuir a resistividade do meio onde se encontram. Este efeito é atribuído pelos autores à natureza cristalográfica desses minerais. As argilas, como se sabe, ocorrem comumente sob a forma de plaquetas microscópicas em cujas superfícies, que são planos de clivagem, predomina um excesso de carga elétrica negativa decorrente de ligações cristalográficas quebradas. Em presença de um eletrólito como por exemplo, a água subterrânea em um aquífero, as superfícies das plaquetas de argila atraem e fixam cátions para restaurar o equilíbrio elétrico rompido. Assim, forma-se uma primeira camada de cátions, fixa e, sobre esta, uma segunda camada cuja fixação é menos efetiva. Este fenômeno é descrito pelos autores como **dupla camada iônica**.

Ao longo do tempo geológico, a interação da argila disseminada nos arenitos com a água subterrânea, conduz a um estado de equilíbrio elétrico, com a dupla camada iônica estabilizada. Em presença de um repentino campo elétrico, entretanto, os cátions da camada mais externa são mobilizados e participam ativamente da corrente, como “transportadores de carga”. Este mecanismo, ou algo nesta linha, seria o responsável pela diminuição da resistividade do meio. O “repentino campo elétrico” acima referido ocorre, por exemplo, quando injetamos uma corrente elétrica no solo com o auxílio de dois eletrodos, como será discutido mais adiante.

Patnode & Wyllie (1950, *apud* Lira, 2001) estudaram os efeitos da presença de argilas em rochas-reservatório, a partir da análise de perfilagens elétricas de poços de petróleo. Esses autores constataram que em meios porosos argilosos ocorria uma condução elétrica adicional que era acrescida à condução eletrolítica, fazendo aumentar a condutividade elétrica da rocha. A partir dessa constatação, estabeleceram um modelo de condução elétrica em rochas argilosas, representado esquematicamente por um circuito de resistências em paralelo, como mostrado na figura 4.2.12. Nessa figura, as duas condutividades em paralelo são as seguintes:

- condutividade eletrolítica ( $\sigma_e$ ); e
- condutividade adicional devida à presença de argila ( $\sigma_a$ ).

Patnode & Wyllie (*op. cit.*), verificaram que em presença de águas moderadamente salinizadas,  $\sigma_e$  assume valores também moderados e, nessas condições, confirmaram que o efeito devido ao valor de



**Figura 4.2.12** - Modelo de condução elétrica em meios porosos argilosos.

$\sigma_a$  é percentualmente importante. Assim, a condutividade da rocha,  $\sigma$ , aumenta, ou seja, a resistividade da rocha,  $\rho_r$ , diminui. Desse modo, o fator de formação torna-se menor do que seria na ausência de argila, e não mais retrata a porosidade e a textura da rocha. Para caracterizar esta situação, esses autores chamaram o fator de formação obtido nessas circunstâncias de **fator de formação aparente** (equação 4.2.19).

$$F_a = \frac{\rho_r}{\rho_e} \quad (4.2.19)$$

Confirmaram ainda, os mesmos autores, os experimentos anteriores de Archie, ou seja, que um substancial aumento da salinidade da água de saturação, faz  $\sigma_e$  tornar-se muito grande em relação a  $\sigma_a$ , deixando este último valor pouco significativo percentualmente. Nessas condições, a razão ( $\rho_r/\rho_e$ ) tende para o valor que deveria apresentar se não houvesse argila, o que faz a Lei de Archie voltar a funcionar. Essas considerações levaram à conceituação do **fator de formação verdadeiro**, como indicado:

$$F_0 = \frac{\rho_0}{\rho_e} \quad (4.2.20)$$

### Valores de Resistividade mais Comuns

A tabela 4.2.3 mostra valores de resistividade de alguns minerais comuns nas rochas e também alguns valores para águas.

Minerais/Águas	Resistividade (ohm.m)
Grafita (C)	0,0003
Pirita (FeS)	0,001
Galena (PbS)	0,03
Molibdenita (MoS <sub>2</sub> )	0,08
Magnetita (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	6 a 10
Mica	1,5 . 10 <sup>8</sup>
Quartzo	3,8 . 10 <sup>10</sup> a 1,2 . 10 <sup>12</sup>
Calcita	5 . 10 <sup>12</sup>
Chuva	30 a 1.000
Mar	0,1
Águas Subterrâneas	1 a 30

**Tabela 4.2.3** - Valores de resistividade de minerais e águas (compilado de P. Lasfargues, 1957).

A tabela 4.2.4 mostra valores de resistividade de algumas rochas e formações geológicas do Nordeste do Brasil, obtidos em estudos realizados pela Divisão de Hidrogeologia da Sudene entre 1965 e 1971.

A análise dos valores mostrados na tabela 4.2.4 permite destacar os seguintes pontos:

- rochas muito diferentes como os calcários Jandaíra e os diabásios da Bacia do Piauí/Maranhão, podem mostrar os mesmos valores de resistividade;
- a mesma rocha, como exemplificado pelo arenito Cabeças silicificado de Pedro II, na Bacia do Parnaíba, Piauí, pode mostrar resistividades muito diversas, na dependência de estar ou não saturada. Este arenito, quando não saturado, exhibe, inclusive, valores semelhantes aos das rochas cristalinas.

A principal lição que se pode extrair das observações acima, é que os valores absolutos da resistividade elétrica não têm poder de diagnóstico de litologias. É necessário, assim, em cada caso, estabelecer a relação entre os valores medidos e as litologias envolvidas. Esta relação, válida para uma determinada situação geológica na área em estudo, não pode, em nenhuma hipótese, ser generalizada ou extrapolada indiscriminadamente para outras áreas, mesmo que a situação geológica dessas outras áreas seja semelhante.

Uma segunda lição, não menos importante, é a constatação da grande importância de um bom conhecimento, na área coberta pelas medições elétricas, da geologia de superfície e, na medida do possível, da geologia de sub-superfície. Um bom conjunto de excelentes medições elétricas, no caso extremo de total desconhecimento da geologia local, oferece tantas alternativas diferentes de interpretação, que se torna praticamente inútil. O número de alternativas de interpretação diminui com o aumento do conhecimento geológico. Pode-se, assim, afirmar com convicção que a **prospecção geofísica** é uma atividade “**geo**” e “**física**”, no mínimo em partes iguais.

Rocha		Resistividade (ohm.m)
Formação Açu (Bacia Potiguar)	Membro Inferior	20
	Membro Superior	4
Calcários Jandaíra (Bacia Potiguar)		200 a 400
Formação Souza (Bacia Rio do Peixe)		50
Rochas cristalinas		50.000
Aluviões argilosos		5 a 10
Aluviões arenosos		100 a 150
Diabásios da Bacia do Parnaíba		300 a 500
Arenitos Cabeças (Bacia do Parnaíba - Pedro II, Piauí)	Secos	40.000
	Saturados	8.000

**Tabela 4.2.4** - Valores de resistividade de Formações geológicas no Nordeste do Brasil.

## A Corrente Contínua em Solo Homogêneo e Isotrópico

O **Princípio da Continuidade** ou **Princípio da Conservação da Energia**, estabelece que a variação da densidade de corrente em qualquer ponto de um campo elétrico sem fontes nem sumidouros, é igual à variação da densidade de carga com o tempo. Esta declaração é expressa matematicamente pela **Equação da Continuidade** mostrada a seguir:

$$\text{div } \vec{J} = -\frac{\partial d}{\partial t} \quad (4.2.21)$$

Na equação (4.2.21),  $\vec{J}$  é o vetor densidade de corrente (equivalente elétrico do vetor  $\vec{V}$ , descarga específica ou descarga por unidade de área ou velocidade de Darcy).  $\vec{J}$ , assim, pode ser entendido como uma “vazão” de carga elétrica por unidade de área. Já o termo **div** é o operador diferencial divergência, que fornece o balanço em cada ponto entre a carga que entra e a que sai, enquanto  $d$  é a densidade de carga elétrica, sendo  $\partial d/\partial t$  a variação da densidade de carga com o tempo (t).

O método geofísico de resistividade que nos propomos estudar envolve a utilização de corrente elétrica contínua. Ora, corrente elétrica contínua significa regime permanente, ou seja, invariância em relação ao tempo. Nessas condições, a derivada  $\partial d/\partial t$  na equação (4.2.21) é nula, uma vez que a densidade de carga não variará com o tempo. Em regime permanente, portanto, (4.2.21) torna-se:

$$\text{div } \vec{J} = 0 \quad (4.2.22)$$

Voltemos agora à Lei de Ohm, abaixo repetida:

$$\vec{J} = -\sigma \cdot \vec{E} \quad (4.2.23)$$

Levando  $\vec{J}$  de (4.2.23) em (4.2.22) e lembrando que em meio homogêneo a função escalar  $\rho$  é constante, obtém-se:

$$\text{div } \overline{\text{grad}} V = 0 \quad (4.2.24)$$

A equação (4.2.24), conhecida como **Equação de Laplace**, é a equação diferencial que descreve o fluxo de corrente elétrica em um meio homogêneo e isotrópico, em regime permanente (corrente contínua).

### Potencial em um Ponto

Se considerarmos agora uma corrente elétrica sendo injetada em um ponto **P** no interior de um meio tridimensional homogêneo e isotrópico, tem-se uma simetria radial volumétrica, de modo que o potencial **V** a uma distância qualquer **r** de **P**, dependerá somente de **r**. Esta característica do problema leva naturalmente a escrever a equação (4.2.24) em coordenadas esféricas como:

$$\frac{d^2V}{dr^2} + \frac{2}{r} \cdot \frac{dV}{dr} = 0$$

cuja solução geral é:

$$V = C_1 + \frac{C_2}{r}$$

A análise das condições de contorno do problema permite definir os valores das constantes  $C_1$  e  $C_2$ , o que leva à seguinte função:

$$V(r) = \frac{\rho I}{2\pi} \cdot \frac{1}{r} \tag{4.2.25}$$

A equação (4.2.25) descreve uma superfície eqüipotencial semi-esférica em um terreno homogêneo e isotrópico, a partir de uma fonte de corrente implantada na superfície do terreno. Conhecendo-se a resistividade  $\rho$  do meio e a intensidade  $I$  de corrente, pode-se calcular o potencial elétrico  $V(r)$  em qualquer ponto da superfície e da subsuperfície do terreno.

### Medição da Resistividade com Quadripolos

As medições da resistividade  $\rho$  do subsolo são feitas indiretamente, com base na equação (4.2.25), através da medição da distância  $r$ , do potencial  $V(r)$  e da intensidade de corrente  $I$ . As duas últimas são realizadas, basicamente, com o auxílio de **voltímetros e amperímetros**.

Os **voltímetros** não medem o potencial em um ponto mas, sim, diferenças de potencial. O potencial em um ponto, a propósito, pode ser considerado como a diferença de potencial entre este ponto e um ponto situado no infinito, ou seja, a uma distância muito grande do campo elétrico em questão.

A medição da corrente elétrica exige o fechamento de um circuito no qual possa ser intercalado em série um **amperímetro**.

Os aspectos acima comentados conduziram naturalmente à adoção de **quadripolos** como dispositivos práticos de medição da resistividade. Assim, o circuito elétrico é fechado através de dois eletrodos cravados no solo, o que permite a medição da corrente  $I$ . Por sua vez, uma diferença de potencial resultante dessa corrente é medida entre dois outros eletrodos também cravados no solo, no domínio de influência da corrente  $I$ . A distância  $r$  ficará implícita na constante geométrica do quadripolo utilizado, como será visto adiante. Vejamos agora como os quadripolos se prestam à tarefa de medir resistividades. Consideremos um **quadripolo qualquer**, tal como o mostrado na figura 4.2.13.

O potencial causado em **M** pela corrente injetada no eletrodo **A** pode ser escrito, de acordo com a equação (4.2.25), como:

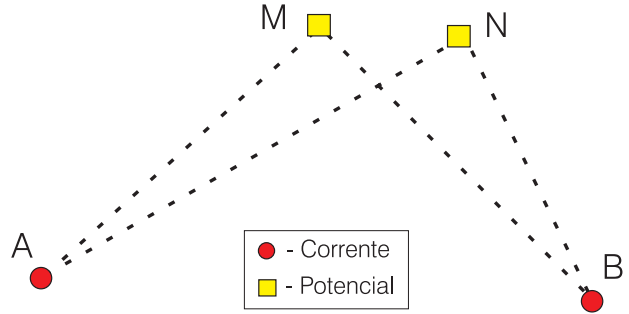


Figura 4.2.13 - Quadripolo qualquer.

$$V_M^A = \frac{\rho I}{2\pi} \cdot \frac{1}{AM} \tag{4.2.26}$$

Aplicamos, da mesma forma, a equação (4.2.25) para calcular o potencial causado também em **M** pelo eletrodo **B**. Deve-se, entretanto, considerar aqui a polaridade oposta deste eletrodo. Assim:

$$V_M^B = -\frac{\rho I}{2\pi} \cdot \frac{1}{BM} \tag{4.2.27}$$

O potencial total causado em **M** será a soma dos potenciais dados pelas expressões (4.2.26) e (4.2.27), ou seja:

$$V_M^{A,B} = V_M^A + V_M^B = \frac{\rho I}{2\pi} \left( \frac{1}{AM} - \frac{1}{BM} \right) \tag{4.2.28}$$

De uma forma análoga, chega-se ao potencial  $V_N^{A,B}$  causado em **N** pelos eletrodos de corrente **A** e **B**.

Calcula-se a diferença de potencial  $\Delta V$  entre os pontos **M** e **N**, explicita-se a resistividade e chega-se, finalmente, à seguinte expressão buscada:

$$\rho = \frac{\Delta V}{I} \cdot \left[ \frac{\pi \cdot AM \cdot AN}{MN} \right] \tag{4.2.29}$$

A expressão entre colchetes na equação (4.2.29) é uma **constante geométrica** cuja dimensão é o metro, dependente apenas das características geométricas do quadripolo. Vamos chamá-la de **K**, o que nos conduz finalmente à equação (4.2.30), utilizada para a medição da resistividade do subsolo.

$$\rho = K \frac{\Delta V}{I} \tag{4.2.30}$$

### Tipos de Quadripolos

A literatura especializada descreve uma enorme variedade de tipos de quadripolos. Na realidade, é sempre possível conceber um dispositivo particular de medição, com esta ou aquela propriedade mais aguçada, para abordar mais adequadamente um dado problema específico. Considerando os objetivos do capítulo, entretanto, vamos nos limitar aos **quadripolos**

**lineares simétricos.** Entre estes, vamos apenas citar o **dispositivo Wenner** e nos ater, finalmente, ao **quadripolo Schlumberger**.

Um quadripolo linear simétrico é um caso particular do quadripolo qualquer mostrado na figura 4.2.13. O quadripolo é linear quando os quatro eletrodos estão alinhados. Ele é simétrico quando os eletrodos de emissão de corrente são simétricos em relação a um centro **O**, conhecido como centro do dispositivo, e quando os eletrodos **M** e **N**, de medição das quedas de potencial, são também simétricos em relação ao mesmo centro **O** e situados internamente em relação aos eletrodos de corrente. A Figura 4.2.14, a seguir, mostra os quadripolos Schlumberger e Wenner.

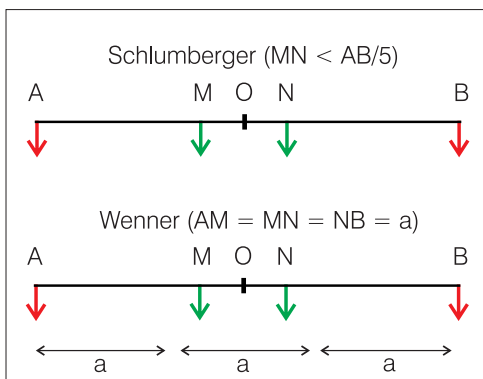


Figura 4.2.14 - Quadripolos lineares simétricos.

**Evolução do Potencial e do Campo ao Longo da Linha AB**

Analisemos agora algumas características importantes dos quadripolos simétricos. Imaginemos um ponto genérico **P** situado numa posição qualquer do segmento **AB**, onde **A** e **B** são os eletrodos de envio de corrente, tal como mostrado na figura 4.2.15.

Apliquemos a equação (4.2.25) para calcular o potencial em **P** devido aos eletrodos de corrente **A** e **B**. Obteremos a seguinte expressão:

$$V = \frac{\rho l}{2\pi} \cdot \left( \frac{1}{r} - \frac{1}{AB-r} \right) \tag{4.2.31}$$

A derivada da função acima, em relação à distância **r**, nos dará a taxa de variação do potencial com a distância, isto é, o campo elétrico. Assim:

$$E = -\frac{\partial V}{\partial r} = \frac{\rho l}{2\pi} \cdot \left[ \frac{1}{r^2} + \frac{1}{(AB-r)^2} \right] \tag{4.2.32}$$

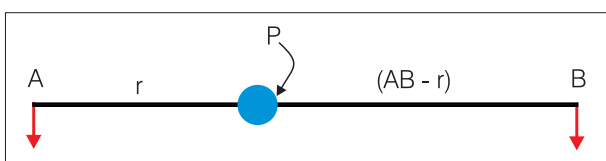


Figura 4.2.15 - Ponto P qualquer na linha AB.

Agora, utilizando as equações (4.2.31) e (4.2.32), e atribuindo valores a **r** e **I**, podemos estudar as variações de **V** e de **E** ao longo da linha **AB** do quadripolo. A figura 4.2.16 mostra essas variações.

O comportamento do potencial e do campo elétrico ao longo da linha **AB**, acima mostrado, nos ensina algumas lições importantes que estão na base dos procedimentos de campo e da interpretação das medições elétricas:

- as quedas teóricas mais fortes de potencial ocorrem nas vizinhanças dos eletrodos de corrente. Essas quedas são também não uniformes, nessas vizinhanças; elas diminuem com a distância na direção do centro do quadripolo;
- no terço central do quadripolo, a variação das quedas de potencial é sensivelmente uniforme. Isto significa, em outras palavras, que o campo elétrico é aí sensivelmente uniforme ou seja, aproxima-se numericamente de um valor constante.

Assim, em presença de um terreno real homogêneo, o campo elétrico (taxa de variação do potencial) deve apresentar um comportamento uniforme<sup>(1)</sup> no terço central do quadripolo. Variações não uniformes do campo, aí, só podem ser atribuídas a heterogeneidades do meio. Esta propriedade está na base dos procedimentos adotados em todas as técnicas de medição elétrica. Citamos como exemplo, particularmente, as técnicas denominadas de **Retângulo AB** e **Cartas de Potencial**.

Encontra-se aí também a razão das dimensões adotadas para o espaçamento **MN** nos quadripolos Wenner e Schlumberger, mostrados na figura 4.2.14. No caso particular deste último, houve uma razão adicional para manter a distância **MN** menor ou igual a **AB/5**. Apresentam-se a seguir, com efeito, a equação (4.2.29) adaptada para explicar esta razão adicional:

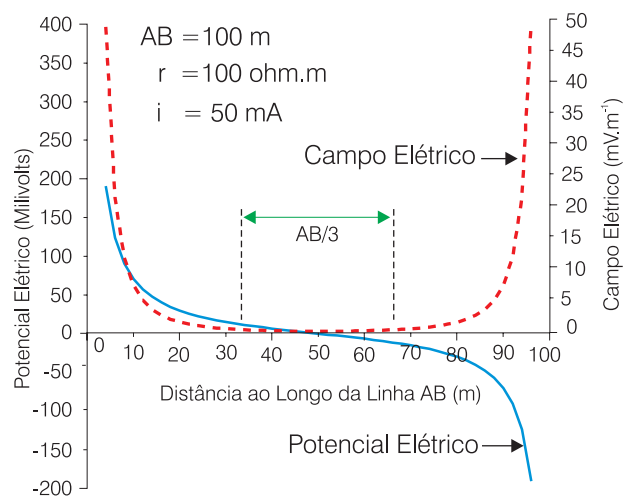


Figura 4.2.16 - Potencial e campo elétrico ao longo da linha AB.

<sup>(1)</sup> Uniforme aqui significa quedas iguais de potencial em distâncias iguais.

$$\rho = \frac{\pi \cdot AM \cdot AN}{l} \cdot \frac{\Delta V}{MN}$$

Como o termo  $\Delta V$  é a diferença de potencial medida entre os eletrodos M e N, a razão  $\Delta V/MN$  representa uma aproximação da derivada  $\partial V/\partial r$ , isto é, do campo elétrico no centro do dispositivo. Ora, no cálculo das curvas teóricas de resistividade aparente ou ábacos<sup>(2)</sup>, utilizadas no passado recente para interpretação das curvas de campo, foi sempre considerado o campo elétrico pontual no centro do dispositivo. Mantendo-se o espaçamento MN dentro do limite  $AB/5$ , o desvio dos valores medidos em relação aos teóricos é minimizado e admite correções.

Hoje, as coleções de curvas teóricas de resistividade não são mais tão utilizadas como no passado. Existem agora modelos analíticos extremamente ágeis, em computador, que calculam essas curvas para tantas situações diferentes quantas se queira, otimizando a interpretação das medições de campo. Certos modelos deste tipo utilizam nos cálculos os potenciais elétricos nos eletrodos M e N, e não diretamente o campo elétrico no centro do dispositivo, como no passado. Assim, a condição de  $MN < AB/5$  perdeu muito da sua razão de ser e o usuário fica com maior liberdade na escolha do seu dispositivo de medição. É importante, naturalmente, conhecer o método de cálculo do modelo disponível, para se poder adequar convenientemente o quadripolo.

### Conceito de Resistividade Aparente

É praticamente impossível medir-se no campo resistividades verdadeiras das rochas, pois o volume de terreno envolvido nas medições contém, geralmente, várias litologias diferentes. Assim, medem-se sempre resistividades aparentes cujos valores dependem das resistividades verdadeiras presentes.

Resistividade aparente de um solo real é definida como sendo “a resistividade de um solo fictício, homogêneo e isotrópico tal, que provocaria, em resposta à corrente  $i$  que lhe fosse injetada, a mesma diferença de potencial  $\Delta V$  observada entre os eletrodos M e N do quadripolo utilizado.”

As resistividades aparentes podem ser medidas, entre outros, com o auxílio de quadripolos lineares simétricos, tais como o mostrado na figura 4.2.17, utilizando-se a equação (4.2.33) a seguir indicada:

$$\rho_a = K \frac{\Delta V}{I} \tag{4.2.33}$$

em que,  $\rho_a$  é a resistividade aparente (Ohm.m),  $K$  é a constante geométrica do quadripolo (m),  $\Delta V$  é a diferença de potencial gerada pela corrente elétrica  $I$  e medida entre os eletrodos M e N (mV),  $I$  é a Intensidade de corrente injetada no solo entre os eletrodos A e B (mA).

<sup>(2)</sup> Os primeiros ábacos foram calculados pela CGG no período 1933-1936.

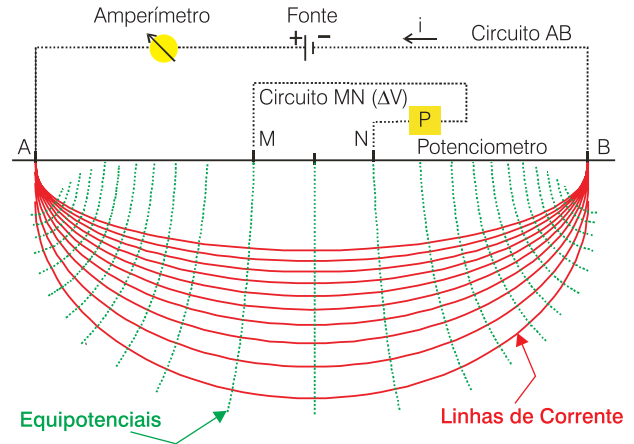


Figura 4.2.17 - Medição da resistividade aparente do subsolo.

### Técnicas de Medição

São muito variadas as técnicas que se podem adotar para a medição das resistividades aparentes do subsolo. Duas técnicas principais, ou dois procedimentos, serão aqui examinados: a técnica da exploração vertical (**Sondagem Elétrica Vertical - SEV**) e a técnica denominada de exploração horizontal (**Perfil de Resistividade**).

### Sondagens Elétricas Verticais (Sevs)

Na sondagem elétrica, mantém-se fixo o centro do quadripolo AMNB (ver figura 4.2.17) e realiza-se uma série de medições de resistividade aparente, aumentando-se o espaçamento AB a cada nova medição, simetricamente em relação ao centro. Faz-se, assim, uma exploração vertical, pois, em cada nova medição, a corrente elétrica circulará mais profundamente que na medição anterior. Os valores de resistividade aparente assim obtidos, plotados graficamente em papel bilogarítmico contra os respectivos valores de  $AB/2$ , permitem obter uma curva que é a representação gráfica da função  $\rho_a(AB/2)$ . Esta curva é comumente denominada de curva de resistividades aparentes ou diagrama elétrico ou, simplesmente, sondagem elétrica vertical - **SEV**. As sondagens elétricas fornecem, portanto, informações sobre a variação vertical das resistividades aparentes. Nos trabalhos de campo, além das SEVs sistemáticas que vão constituir o estudo propriamente dito, é de fundamental importância a realização de sondagens elétricas centradas junto a poços de perfil litológico conhecido. Tais SEVs, ditas sondagens elétricas de aferimento, tornam possível correlacionar a seqüência elétrica à seqüência litológica e obter estimativas das resistividades verdadeiras dos diferentes horizontes elétricos. Um conjunto de SEVs, criteriosamente interpretado, permite obter importantes avaliações da natureza e da estrutura do subsolo. A figura 4.2.18 mostra exemplos de curvas teóricas de sondagem elétrica.

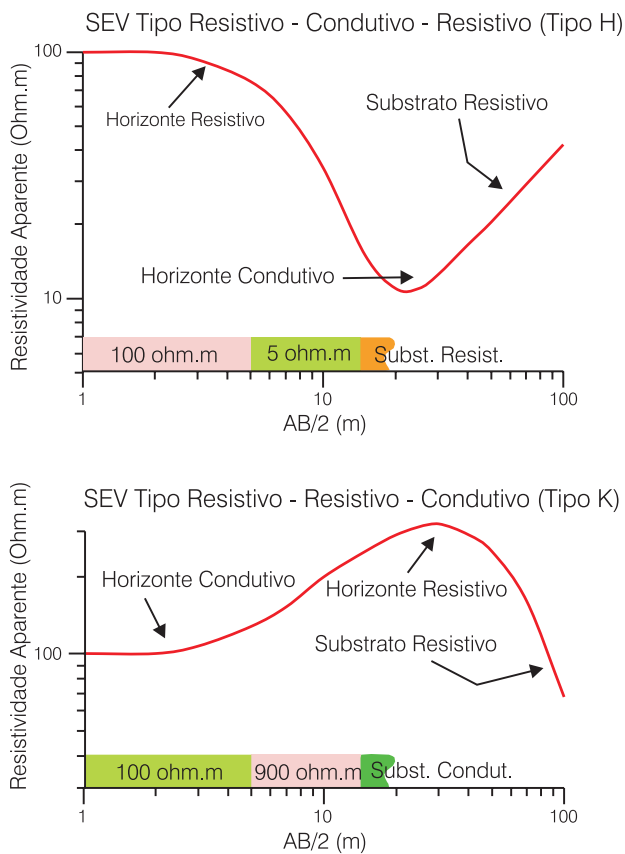


Figura 4.2.18 - Exemplos de sondagem elétrica.

### Dispositivo Schlumberger

O procedimento adotado para a realização de uma sondagem elétrica utilizando o quadripolo Schlumberger é o seguinte:

- a primeira medição de resistividade aparente faz-se, por exemplo, com linha AB de 2 metros e espaçamento MN de 0,5 metros;
- aumenta-se em seguida o comprimento da linha AB e faz-se a segunda medição, mantendo-se o mesmo espaçamento MN;
- este procedimento continua, aumentando-se o comprimento AB a cada nova medição e mantendo-se o espaçamento MN constante. Como a relação MN/AB diminui a cada nova medição, a diferença de potencial  $\Delta V$  medida entre os eletrodos M e N será cada vez menor;
- chegará um momento em que a diferença  $\Delta V$  se fica muito pequena, tornando difícil ou mesmo impossibilitando a medição. Repete-se então, antes que isso aconteça, a medição da resistividade aparente para o mesmo comprimento AB, mas com um espaçamento MN maior. Os franceses chamaram este procedimento de **embreagem**, termo que adotamos até hoje;

- o novo espaçamento MN permanecerá fixo, por sua vez, durante um certo número de novas medições com comprimentos AB crescentes, até a próxima “embreagem”.

Chamamos a atenção para o fato de que a cada par (AB/2, MN) corresponde um valor da constante geométrica **K**. O momento das “embreagens” é previsto na planilha de campo, sendo fruto da experiência anterior adquirida. Nada impede, entretanto, que se façam “embreagens” em outros momentos, se julgado necessário. Em decorrência do procedimento acima exposto, a curva de resistividades aparentes, ou curva de sondagem elétrica, é composta de segmentos, tal como mostrado na figura 4.2.19.

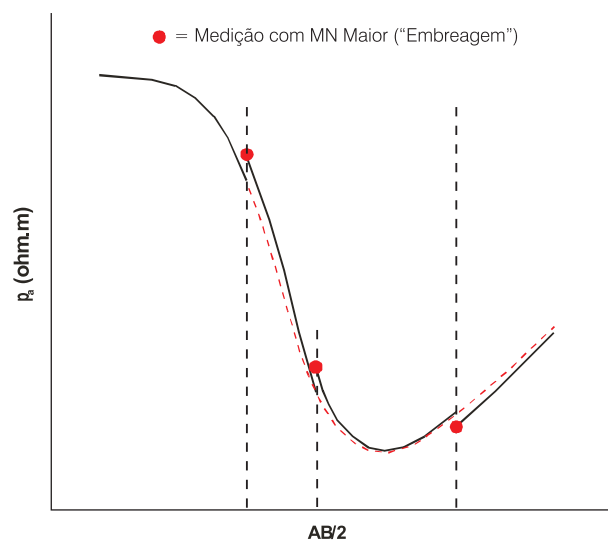


Figura 4.2.19 - Curva Schlumberger teórica e sua correção para MN igual a zero.

A curva acima diz respeito a duas camadas homogêneas e isotrópicas de resistividades  $\rho_1$  e  $\rho_2$  e espessuras  $h_1$  e  $h_2$ , respectivamente. Como os espaçamentos MN são finitos, o campo elétrico  $\Delta V/MN$  é uma aproximação do campo elétrico pontual  $\partial V/\partial r$  no centro do dispositivo, e nessas condições, a profundidade de investigação torna-se algo menor. Este fato traduz-se teoricamente por um deslocamento para a direita dos segmentos de curva obtidos com MN maior. Desde que a razão MN/AB não exceda 1/5, é possível eliminar ou minimizar o efeito do MN finito, deslocando os segmentos para a esquerda, como mostrado na figura 4.2.19.

### Dispositivo Wenner

O procedimento adotado para a realização de uma sondagem elétrica utilizando o quadripolo Wenner é semelhante, em linhas gerais, ao anterior. Uma diferença fundamental, entretanto, é que a cada aumento do espaçamento AB aumenta-se também o espaçamento MN, mantendo-se sempre a condição  $AM = MN = NB = a$  (ver figura 4.2.14). Não existem, portanto, “embreagens”.



## Vantagens e Desvantagens dos Quadripolos Wenner e Schlumberger

### Quadripolo Schlumberger - Vantagens:

- os pequenos espaçamentos MN tornam a razão  $\Delta V/MN$  mais próxima do campo elétrico teórico no centro do dispositivo;
- esses pequenos espaçamentos MN captam menores potenciais parasitas, maximizando a razão sinal/ruído;
- a possibilidade de fazer medições de resistividade aparente para várias distâncias AB, mantendo a distância MN fixa, aliada à repetição de medições para o mesmo AB e distâncias MN diferentes ("embreagens"), possibilita distinguir entre efeitos profundos e efeitos superficiais. Estes últimos ocorrem quando os eletrodos de corrente e, particularmente, os de potencial, passam por descontinuidades superficiais;
- a imobilidade do par MN durante várias medições de resistividade, bem como sua menor dimensão relativa, nas grandes linhas AB, agilizam as operações de campo.

### Quadripolo Schlumberger - Desvantagem:

- os pequenos espaçamentos MN acarretam menores diferenças de potencial e, conseqüentemente, tornam mais difíceis e menos precisas suas medições. Esta desvantagem avulta em presença de recobrimentos muito resistivos como areias secas por exemplo, em decorrência da diminuição da sensibilidade do potenciômetro. Impõe-se, assim, a utilização de equipamentos mais precisos e, conseqüentemente, mais caros.

### Quadripolo Wenner - Vantagem:

- mantendo-se a razão MN/AB sempre constante e igual a 1/3, mantêm-se as diferenças de potencial  $\Delta V$  sempre elevadas e de fácil mensuração. Podem ser utilizados, assim, equipamentos mais simples e menos onerosos.

### Quadripolo Wenner - Desvantagens:

- não permite distinguir entre efeitos profundos e eventuais efeitos devidos a heterogeneidades superficiais.
- torna as operações de campo mais lentas, nas sondagens elétricas, uma vez que é necessário aumentar o espaçamento MN a cada aumento do espaçamento AB.
- os maiores espaçamentos MN captam maiores potenciais parasitas, prejudicando a razão sinal/ruído. Esta desvantagem contrabalança em parte a vantagem oferecida pelos maiores sinais  $\Delta V$  gerados.

## Cortes Geométricos

O que se chama de **corte geométrico** é a "estratificação elétrica" do subsolo, expressa em termos das espessuras e resistividades das diferentes "camadas elétricas" presentes. A figura 4.2.20 ilustra este conceito.

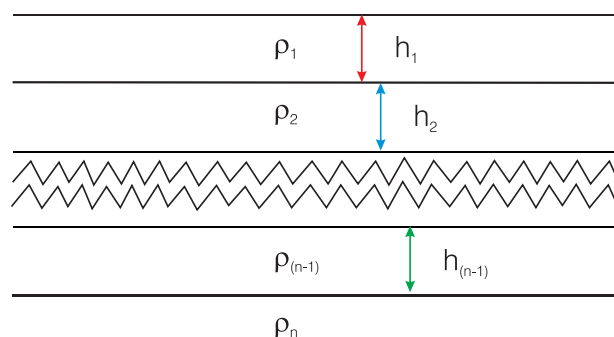


Figura 4.2.20 - Corte geométrico.

Os cortes geométricos podem ser classificados segundo o número de camadas que apresentam, e subordinadamente, segundo a relação entre os valores das resistividades verdadeiras das camadas. Assim, diz-se por exemplo que um certo corte geométrico é de "duas camadas, do tipo resistivo/condutoivo", o que significa dizer que a resistividade da primeira camada é maior que a resistividade da segunda.

Os geofísicos resistivistas lidam freqüentemente com três camadas elétricas, em estudos de pequena a média profundidade de investigação, o que motivou, talvez, um maior interesse dos investigadores por cortes geométricos deste tipo. Considerando as relações possíveis entre as três resistividades presentes nesses casos, tem-se quatro tipos diferentes de cortes geométricos. Os pesquisadores russos atribuíram letras latinas a esses tipos de corte, conforme indicado a seguir:

- Corte Geométrico Tipo H:  $\rho_1 > \rho_2 < \rho_3$
- Corte Geométrico Tipo K:  $\rho_1 < \rho_2 > \rho_3$
- Corte Geométrico Tipo Q:  $\rho_1 > \rho_2 > \rho_3$
- Corte Geométrico Tipo A:  $\rho_1 < \rho_2 < \rho_3$

Essa terminologia foi introduzida no ocidente talvez no fim da década de 50 ou início da década de 60, através dos escritos de Orellana (1965), Keller & Frischknecht (1966), Bhattacharya & Patra (1968) e outros. Essa terminologia pode ser estendida para cortes geométricos de quatro ou mais camadas. No caso de quatro camadas, mantêm-se a letra que designa o tipo correspondente às três primeiras camadas e acrescenta-se a letra que designa o tipo correspondente às três últimas camadas. Assim, um corte do tipo resistivo-condutoivo-resistivo-condutoivo será designado de corte geométrico tipo HK, conforme ilustrado na figura 4.2.21.

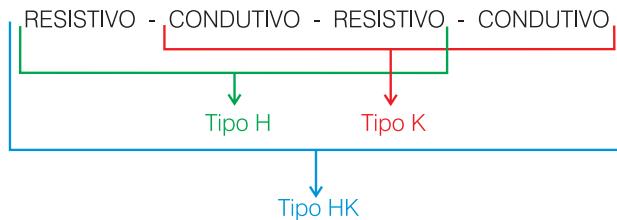


Figura 4.2.21 - Nomenclatura russa para cortes geoeletricos.

As combinações possíveis dos quatro tipos básicos de três camadas gera um máximo de oito cortes geoeletricos de quatro camadas: HK, HA, KH, KQ, QQ, QH, AK, AA. É fácil perceber que combinações tais como KK, HH, HQ, etc, não têm sentido uma vez que implicam em condições contraditórias.

**Tipos de Curvas de Sondagem Elétrica**

Orellana (1972), propõe tomarem-se os cortes geoeletricos como base para a classificação das curvas de sondagem elétrica três camadas, para quadripolos lineares simétricos. Ele considera, assim, quatro tipos básicos de curva (figura 4.2.22) e adota a mesma terminologia utilizada para designar os respectivos cortes geoeletricos. Assim, a curva tipo H por exemplo, representa o tipo de curva obtido sobre um corte geoeletrico tipo H. As variações da resistividade aparente, traduzidas pela curva tipo H, refletem as relações entre as resistividades verdadeiras das camadas presentes, isto é,  $\rho_1 > \rho_2 < \rho_3$ .

A extensão da terminologia russa para cortes geoeletricos de quatro ou mais camadas, faz-se de maneira idêntica àquela acima exposta para os cortes geoeletricos. Apresenta-se como exemplo, apenas, o caso de uma sondagem elétrica tipo HK, mostrada na figura 4.2.23.

**Ábacos**

O que se chama de **ábacos** são coleções de curvas teóricas de sondagem elétrica, que foram muito utilizadas no passado recente como padrões ou referenciais para análise das curvas experimentais de campo, com o objetivo de definir o número de camadas elétricas do subsolo estudado e avaliar as espessuras e resistividades dessas camadas.

Três coleções principais de curvas teóricas foram e ainda são, em certa extensão, utilizadas pelos geofísicos europeus, americanos e também pelos especialistas brasileiros. Todas as curvas dessas coleções foram calculadas para o dispositivo Schlumberger, sendo apresentadas em escala bilogarítmica de módulo igual a 62,5 mm, utilizada internacionalmente. Essas coleções são as seguintes:

- a coleção calculada pioneiramente pela **CGG** francesa no período 1933-1936 e publicada pela *European Association of Exploration Geophysicists* (EAEG) em 1955 e, em segunda edição, em 1963;

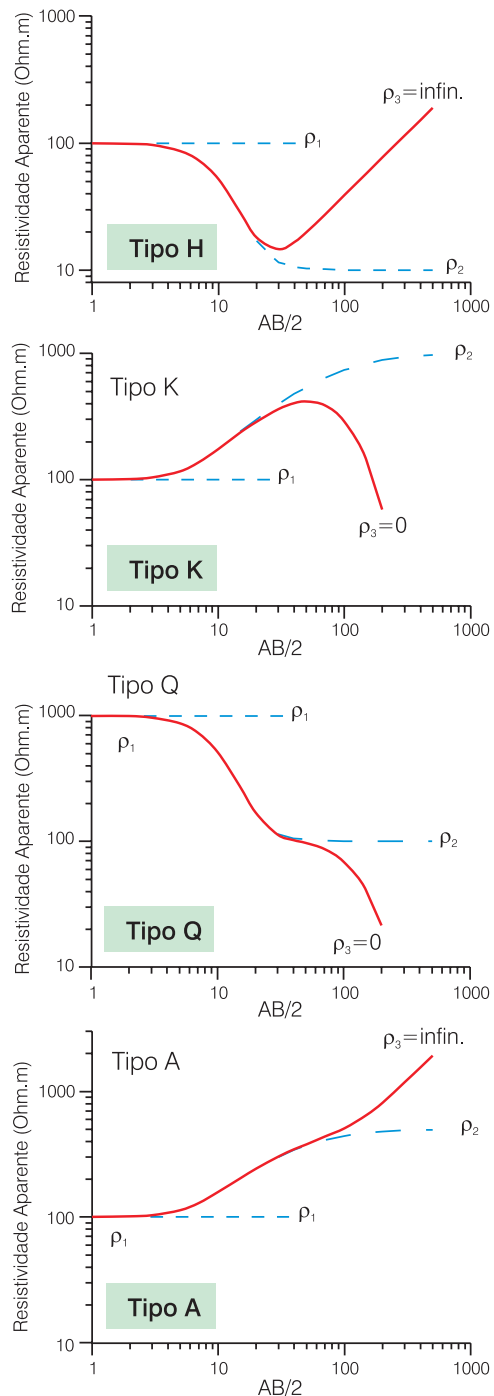


Figura 4.2.22 -Tipos de sondagem elétrica três camadas.

**SEV TIPO HK**

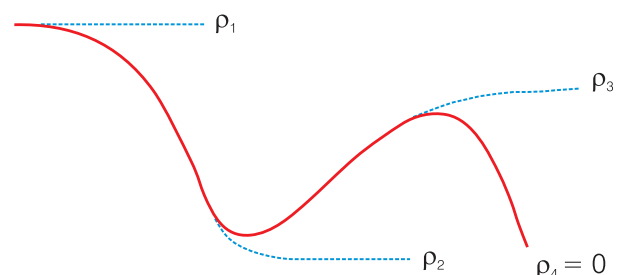


Figura 4.2.23 - Sondagem elétrica quatro camadas -Tipo HK.

- a coleção de Orellana & Mooney, publicada em 1966 pela Interciência; e
- a coleção holandesa do Rijkswaterstaat<sup>(3)</sup>, preparada por J.C. Van Dam & J.J. Meulenkamp e publicada em 1969, também pela EAEG.

Hoje dispõe-se de eficientes modelos analíticos que calculam instantaneamente, em computador, curvas teóricas de sondagem elétrica – ou curvas teóricas de resistividade aparente - para qualquer corte geoeletrico. Esses modelos substituem com enormes vantagens, naturalmente, os antigos ábacos. As coleções acima citadas, portanto, que desempenharam importante papel na interpretação das SEVs, já constituem hoje raridades históricas, uma vez que devem estar esgotadas e, supõe-se, não deve haver grande interesse em reeditá-las.

### Resistência Transversal e Condutância Longitudinal

Consideremos um corte geoeletrico qualquer, tal como o mostrado na figura 4.2.20, e suponhamos que este corte esteja submetido a uma corrente elétrica fluindo normalmente às camadas. Estas se comportarão, então, como condutores em série e a resistência elétrica total do corte será a soma das resistências individuais de cada camada. Como o corte tem, teoricamente, extensão lateral infinita, isto significa uma seção transversal infinita com respeito à corrente considerada, o que impossibilita o cálculo da resistência. Para contornar esta dificuldade, isolemos mentalmente, no corte, um prisma vertical de seção quadrada unitária, isto é, lados iguais à unidade. Esse prisma é mostrado na figura 4.2.24.

Calculemos agora a resistência de uma camada *i* qualquer do prisma, aplicando a equação (4.2.12).

$$\Delta R_i = \rho_i \cdot \frac{h_i}{\Delta A}$$

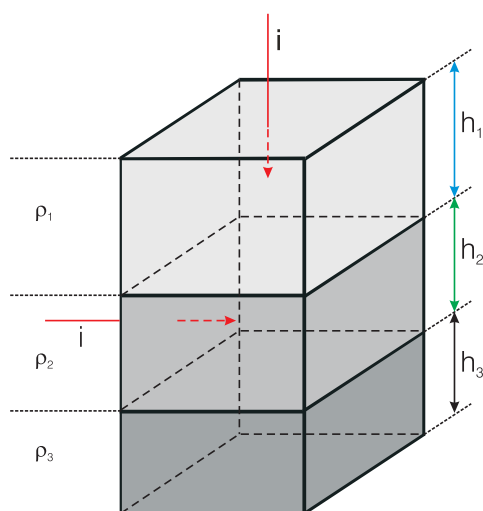


Figura 4.2.24 - Prisma vertical de seção unitária (adaptado de Orellana, 1972).

<sup>(3)</sup> Serviço Público de Águas da Holanda

<sup>(4)</sup> Na formalização desta unidade não se considera, naturalmente, a seção transversal, uma vez que a mesma é definida como unitária para qualquer sistema de unidades.

Como a base do prisma tem lados de dimensão unitária, a expressão acima fica:

$$\Delta R_i = \rho_i \cdot h_i \tag{4.2.34}$$

O produto (4.2.34) acima chama-se **Resistência Transversal Unitária** da camada *i*. Esta resistência é transversal porque diz respeito a uma corrente elétrica transversal em relação à extensão lateral da camada elétrica. Ela é, por outro lado, unitária, porque é definida por unidade de superfície horizontal da camada elétrica considerada. As dimensões da resistência transversal unitária são, segundo (4.2.34), as de uma resistividade vezes um comprimento linear, isto é, (ohm.m) x m, o que nos dá ohm.m<sup>2</sup> <sup>(4)</sup>. A resistência transversal total do corte geoeletrico exemplificado na figura 4.2.24 será, naturalmente:

$$R = \sum_i (\rho_i \cdot h_i) \tag{4.2.35}$$

Se, no mesmo prisma considerado na figura 4.2.24, admitirmos agora a corrente elétrica fluindo paralelamente à estratificação, a resistência de uma camada *i* qualquer pode ser calculada, aplicando-se novamente a equação (4.2.12), como mostrado a seguir:

$$\Delta R_i = \frac{\rho_i}{h_i}$$

Como, neste caso, as camadas do corte geoeletrico se comportam como condutores em paralelo, as suas resistências não são aditivas mas, sim, suas condutâncias. É conveniente, assim, expressar a equação acima em termos da condutância que é o inverso da resistência, ou seja:

$$\Delta C_i = \frac{h_i}{\rho_i} \tag{4.2.36}$$

A razão acima chama-se **Condutância Longitudinal Unitária** da camada *i*. Esta condutância é longitudinal porque diz respeito a uma corrente elétrica longitudinal em relação ao corte considerado. Ela é, por outro lado, unitária, porque é definida para um condutor de comprimento unitário (lado do prisma mostrado na figura 4.2.24). As dimensões da condutância longitudinal unitária são, de acordo com a expressão acima, as de uma condutividade (inverso da resistividade) vezes um comprimento linear, isto é, (mho.m<sup>-1</sup>) x m, o que nos dá mho. A condutância longitudinal total do corte geoeletrico exemplificado na figura 4.2.24 será, naturalmente:

$$C = \sum_i \frac{h_i}{\rho_i} \tag{4.2.37}$$

Os conceitos de resistência transversal unitária e condutância longitudinal unitária são de fundamental importância no método de eletroresistividade. Esta

importância foi ressaltada pela primeira vez pelo físico francês Raymond Mailliet em um trabalho de valor decisivo, tanto para a teoria dos métodos geoeletricos como para a interpretação das medições (Mailliet, 1947 in Orellana, 1972). Mailliet chamou essas grandezas de **Parâmetros de Dar Zarrouk**, em alusão à localidade onde ele trabalhou este tema, nas vizinhanças de Cartago, na Tunísia. Posteriormente, alguns autores como Bhattacharya (1968) e Orellana (1972), passaram a utilizar a notação **T** e **S** para, respectivamente, a resistência transversal e a condutância longitudinal. Na presente obra, seguiremos Kunetz (1966), mantendo a notação original de Mailliet, **R** e **C**, uma vez que a notação **T** e **S** já é consagrada no Brasil e outros países como designação, respectivamente, dos parâmetros hidrodinâmicos **Transmissividade Hidráulica** e **Coefficiente de Armazenamento**.

Exploremos agora um pouco mais os conceitos de **R** e **C**. Se multiplicarmos e depois dividirmos (4.2.34) por (4.2.36), obteremos as seguintes expressões:

$$h = \sqrt{\Delta R_i \cdot \Delta C_i} \quad \text{e} \quad \rho = \sqrt{\Delta R_i / \Delta C_i}$$

As notações  $\Delta R_i$  e  $\Delta C_i$  foram até aqui utilizadas para designar, respectivamente, a resistência transversal unitária e a condutância longitudinal unitária de uma camada genérica **i** do prisma vertical de seção unitária, mostrado na figura 4.2.24. Assim foi feito para evitar confundir esses parâmetros com a resistência transversal unitária e a condutância longitudinal unitária totais, de todo o prisma, que designamos respectivamente de **R** e **C**. Entretanto, por uma questão não apenas de comodidade, mas, também, de compatibilidade com outros autores, passaremos agora a atribuir a notação **R** e **C** para camadas elétricas genéricas. Assim sendo, as expressões acima serão apresentadas como:

$$h = \sqrt{R \cdot C} \quad \text{e} \quad \rho = \sqrt{R/C} \tag{4.2.38}$$

As equações (4.2.38) mostram que o par (R, C) de uma dada camada elétrica, define a espessura e a resistividade dessa camada ou, em outras palavras, a caracterização elétrica de uma dada camada exige a consideração dos dois parâmetros de Dar Zarrouk. Essa propriedade pode ser também demonstrada, fazendo-se uma representação gráfica das equações (4.2.34) (resistência transversal unitária) e (4.2.36) (condutância longitudinal unitária). Se, na equação (4.2.34) passarmos aos logaritmos:

$$\begin{aligned} \log R &= \log \rho_i + \log h_i \quad \text{ou} \\ \log \rho_i &= -\log h_i + \log R \end{aligned} \tag{4.2.39}$$

Se considerarmos, agora, eixos cartesianos em escala logarítmica e se atribuirmos valores para **h** no eixo das abcissas e assinalarmos os respectivos valores de  $\rho$  no eixo das ordenadas, para um dado **R**, teremos uma reta inclinada de 135° em relação

ao eixo das abcissas, interceptando-o no valor **log R**. Esta reta, mostrada na figura 4.2.25, é a representação gráfica da equação (4.2.39). Fazendo-se o mesmo com a equação (4.2.36) obteremos a equação (4.2.40) cuja representação gráfica é uma reta inclinada de 45° em relação ao eixo das abcissas, interceptando-o no valor **log C**.

$$\log \rho_i = \log h_i - \log C \tag{4.2.40}$$

O ponto de intersecção das duas retas define de forma unívoca a resistividade e a espessura da camada para um dado par (R, C). As inclinações dessas retas (135° para a resistência e 45° para a condutância) têm estreitas relações com as feições das curvas de sondagem elétrica e servem de valioso guia na análise comparativa dessas curvas, no âmbito dos procedimentos que caracterizam a interpretação qualitativa.

Continuando nossa análise dos parâmetros de Dar Zarrouk, examinemos suas variações em função da resistividade verdadeira da camada elétrica. Na figura 4.2.26, os valores de **R** e **C** foram computados para uma camada de 10 metros de espessura e resistividade variando entre 0,5 e 4,0 ohm.m. Essa gama de variação foi escolhida em função da praticidade de apresentação do gráfico, servindo perfeitamente bem, entretanto, aos nossos fins didáticos.

O que se pretende mostrar na figura 4.2.26, é que em presença de baixas resistividades a condutância longitudinal é muito elevada, enquanto que a resistência transversal é pequena. Crescendo a resistividade, a condutância longitudinal cai rapidamente, seguindo uma lei potencial, enquanto que a resistência transversal cresce, também rapidamente, mas, segundo uma lei linear. Nas altas resistividades, a resistência transversal é muito grande, enquanto que a condutância longitudinal torna-se ínfima. Em decorrência deste comportamento, pode-se dizer que a resistência transversal caracteriza os **horizontes eletricamente resistentes**, enquanto que a condutância longitudinal caracteriza os **horizontes eletricamente condutivos**.

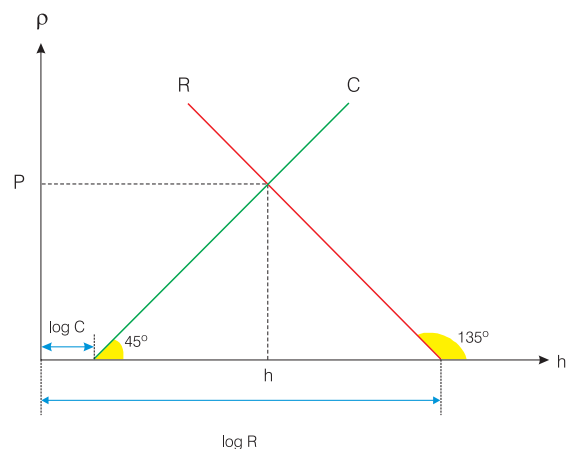


Figura 4.2.25 - Representação gráfica dos parâmetros de Dar Zarrouk (adaptado de Orellana, 1972).

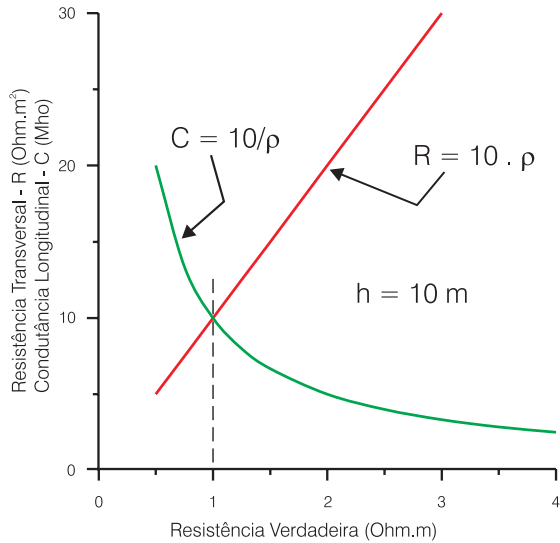


Figura 4.2.26 - Variação dos parâmetros de Dar Zarrouk com a resistividade da camada.

Esse comportamento é ilustrado no corte geoeletrico mostrado na figura 4.2.27, onde as relações entre as resistividades verdadeiras são as seguintes:

$$\rho_1 > \rho_2 < \rho_3 > \rho_4$$

Observa-se, nesse corte, que nas camadas condutivas as componentes horizontais do campo elétrico são maiores que as componentes verticais. Isto significa dizer, em outras palavras, que as linhas de corrente se aproximam da horizontal nos condutivos<sup>(5)</sup> e, conseqüentemente, os valores da condutância longitudinal são mais importantes que os valores da resistência transversal, na caracterização elétrica da camada. Nas camadas resistivas, por outro lado, as componentes verticais do campo elétrico são maiores que as componentes horizontais. Isto significa dizer, em outras palavras, que as linhas de corrente se aproximam da vertical nos resistivos e, conseqüentemente, os valores da resistência transversal são mais importantes que os valores da condutância longitudinal, na caracterização elétrica da camada.

Sumariando a discussão acima pode-se dizer que, do ponto de vista prático, as camadas condutivas são caracterizadas pelos valores da sua condutância longitudinal, enquanto que as camadas resistivas são caracterizadas pelos valores da sua resistência transversal. Essa conceituação é grandemente importante na interpretação de sondagens elétricas, porque esses parâmetros podem ser obtidos sem ambigüidades a partir das curvas de resistividade aparente, o que não acontece com a obtenção de espessuras e resistividades verdadeiras, em decorrência do **Princípio da Equivalência Elétrica** e do **Princípio da Supressão Elétrica**, apresentados e discutidos nos itens seguintes.

Neste ponto da discussão, o leitor mais atento deve estar se perguntando: a partir de que valor da resistividade verdadeira um horizonte elétrico pode ser considerado resistivo? Ou: abaixo de que valor dessa resistividade um horizonte elétrico pode ser dito condutivo? A resposta é que não existem valores absolutos de resistividade que caracterizem horizontes resistivos ou horizontes condutivos. Os conceitos de resistivo e condutivo são conceitos relativos que independem totalmente dos valores absolutos de resistividade. Assim, um dado horizonte elétrico se comportará como condutivo se estiver situado entre horizontes elétricos de resistividades significativamente maiores, no topo e na base. E esse mesmo horizonte, com a mesma resistividade, se comportará como resistivo se estiver situado entre horizontes elétricos de resistividades significativamente menores, no topo e na base. Isso significa dizer, em termos mais objetivos, que um mesmo arenito aquífero, com mesma espessura e mesma salinidade da água de saturação, pode constituir um horizonte condutivo numa região e pode constituir um horizonte resistivo noutra região, na dependência da natureza das formações da capa e da lapa. A interpretação de medições elétricas do subsolo, portanto, é uma atividade que requer um bom conhecimento teórico do método, de um lado, mas que não pode prescindir, de outro lado, de um acurado senso geológico. Nunca é demais insistir, assim, que a prospecção geofísica é **“geo”** e **“física”**, no mínimo em partes iguais.

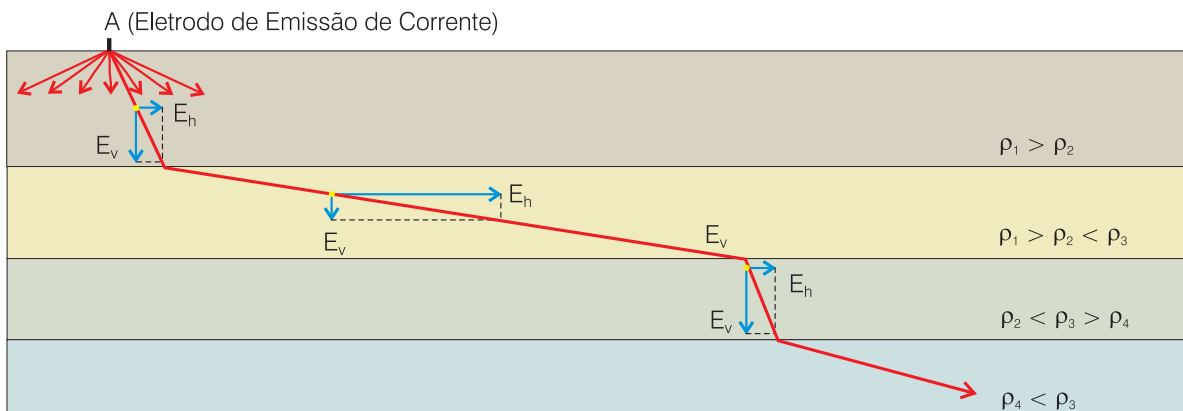


Figura 4.2.27 - Linha de corrente em um meio estratificado.

<sup>(5)</sup> Diz-se também “as camadas condutivas”, “os horizontes condutivos” ou, simplesmente, “os condutivos”.

**Princípio da Equivalência Elétrica**

Vamos inicialmente conceituar o **Princípio da Equivalência Elétrica** em termos da condutância longitudinal, analisando curvas a três camadas tipo **H**. Posteriormente, conceituaremos este princípio em termos da resistência transversal, analisando curvas a três camadas tipo **K** (todas as curvas teóricas foram construídas utilizando-se um modelo analítico de resolução do problema direto - RESE112 - devido ao Prof. José Márcio Lins Marinho, da UFC).

Consideremos inicialmente, portanto, o conjunto de curvas tipo **H** mostrado na figura 4.2.28. Essas curvas têm as seguintes características:

- em todas elas, a primeira camada tem parâmetros constantes, ou seja, mesma espessura e mesma resistividade verdadeira ( $h_1 = 10 \text{ m}$ ;  $\rho_1 = 400 \text{ ohm.m}$ );
- a espessura e a resistividade da segunda camada variam proporcionalmente, como indicado na figura 4.2.28, de modo que sua condutância longitudinal se mantém constante e igual a 0,5 mho. Em outras palavras:

$$\frac{h_1}{\rho_1} = \frac{h_2}{\rho_2} = \dots = \frac{h_n}{\rho_n} = C = 0,5 \text{ mho}$$

- todas as curvas têm o mesmo ramo terminal ascendente, uma vez que a posição deste ramo é definida pela condutância longitudinal total do corte geoeletrico que, no presente caso, é constante.

A análise do comportamento do conjunto de curvas permite enfatizar os seguintes aspectos, de grande importância na interpretação:

- as curvas teóricas 6 a 9, correspondentes a resistividades  $\rho_2$  mais baixas, entre 60 e 2 ohm.m, têm resistividades aparentes dos mínimos variando na estreita gama de 120 a 90 ohm.m, ou seja, cerca de 30% de variação. Em uma curva real de campo com parâmetros idênticos ao da curva 8, por exemplo, verifica-se que as imprecisões inerentes ao método, devidas a efeitos laterais, heterogeneidades superficiais, razão sinal/ruído e sensibilidade do potenciômetro, dificilmente permitem uma precisão melhor que 30% em relação ao modelo teórico. Esta curva de campo admitirá, assim, um grande número de ajustes de curvas teóricas variando, pelo menos, entre as curvas 6 e 9. Isso significa que é possível, através do ajuste de uma curva teórica, quantificar espessuras da segunda camada variando entre 1 e 30 metros, ou seja, uma variação de 3.000% entre um extremo e outro. Em suma, desde que a condutância longitudinal do horizonte condutivo se mantenha constante, e desde que o contraste de resistividade  $\rho_2/\rho_1$  seja suficientemente grande ( $\rho_2/\rho_1 < 0,2$  no exemplo), um grande número de curvas de sondagem elétrica é indistinguível na prática;
- na medida em que diminui o contraste de resistividade  $\rho_2/\rho_1$ , as SEVs tornam-se mais individualizadas em relação ao conjunto anterior, mostrando mínimos menos pronunciados. Entretanto, para um certo grupo de SEVs com essas características, como

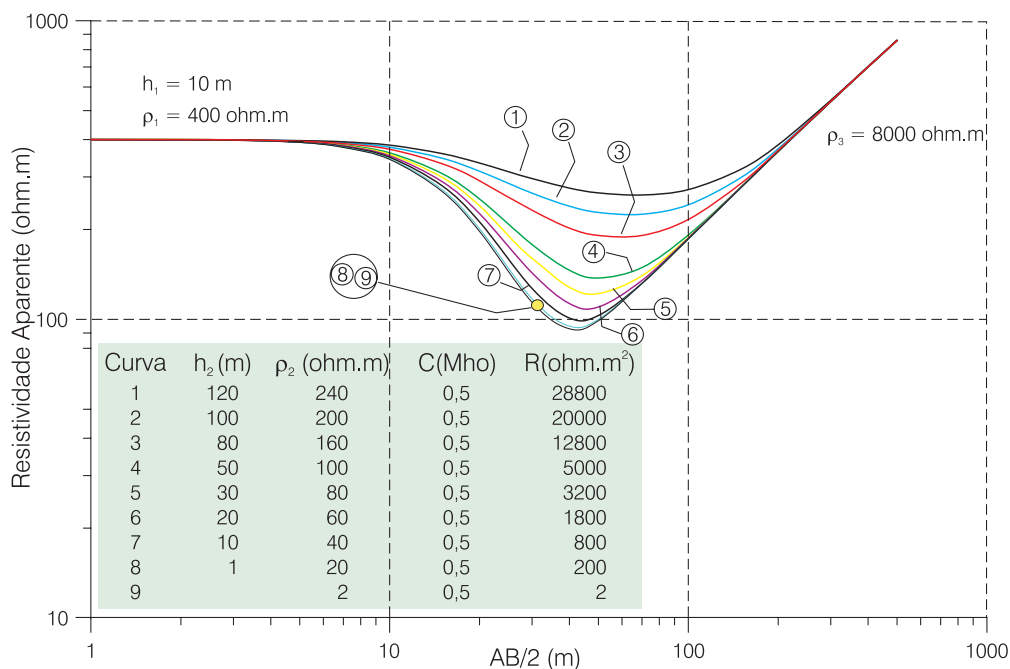


Figura 4.2.28 - Princípio da equivalência em termos da condutância longitudinal.

as curvas 1, 2 e 3, por exemplo, também um grande número de curvas de sondagem elétrica é indistinguível na prática;

- o comportamento das SEVs tipo H, discutido nos tópicos acima, caracteriza o que se chama de equivalência elétrica. Essa é uma indeterminação que foi balizada como **Princípio da Equivalência Elétrica**. As curvas tipo A apresentam comportamento similar às curvas tipo H, no que diz respeito à equivalência elétrica da camada 2, intermediária.

Em termos da resistência transversal, as curvas tipo K apresentadas na figura 4.2.29 mostram um comportamento semelhante. Aqui, o Princípio da Equivalência é expresso pela relação mostrada abaixo:

$$h_1 \cdot \rho_1 = h_2 \cdot \rho_2 = \dots = h_n \cdot \rho_n = R = 10000 \text{ ohm.m}^2$$

Para altos contrastes de resistividade ( $\rho_2/\rho_1 > 20$ ), as SEVs são absolutamente indiferenciáveis, admitindo, entretanto, uma variação de espessura da camada resistiva entre 1 e 50 metros.

Chama a atenção, na equivalência elétrica de curvas tipo K, o deslocamento para a direita do ramo terminal das SEVs, o que não ocorre nas curvas tipo H. Esse deslocamento, nas curvas tipo K, deve-se unicamente à diminuição da resistividade da camada resistiva, o que condiciona um significativo aumento da sua condutância. Tal efeito, entretanto, é pouco provável na prática. Os deslocamentos do ramo terminal das curvas tipo K são geralmente associados a variações da resistência transversal do resistivo ou a variações da condutância do recobrimento. A cuidadosa análise comparativa das SEVs permite discernir as causas desses deslocamentos e corrigi-los quando necessário.

As curvas tipo Q apresentam comportamento similar às curvas tipo K, no que diz respeito à equivalência elétrica da camada 2, intermediária.

**Princípio da Supressão Elétrica**

O **Princípio da Supressão Elétrica** é ilustrado na figura 4.2.30. Esta figura mostra uma família de curvas a 4 camadas, tipo QH (as curvas também foram construídas utilizando-se o modelo - RESE112). As camadas 1, 3 e o substrato resistivo têm parâmetros constantes. A camada 2 tem resistividade  $\rho_2$  constante, igual a 50 ohm.m e espessura  $h_2$  variando entre zero e 100 metros. Para  $h_2 = 0$ , a SEV reduz-se a uma curva a 3 camadas, tipo H. Observa-se que, para  $h_2$  variando entre 100 e 50 metros, a segunda camada manifesta-se conseqüentemente na SEV. Para  $h_2$  situada entre 50 e 20 metros, essa manifestação torna-se menos clara, chegando a ser extremamente sutil para valores abaixo de 20 metros. Quando  $h_2$  atinge as vizinhanças de 10 metros, no exemplo apresentado (curva 3), a segunda camada não mais se manifesta eletricamente. Neste caso, é possível ajustar perfeitamente uma curva tipo H à curva 3, como mostrado na figura 4.2.30, uma vez que a segunda camada, embora presente fisicamente no corte geoeletrico, está eletricamente suprimida.

Em curvas tipo Q, QQ, A, AA e AK, o fenômeno ocorre também de forma semelhante. O Princípio da Supressão estabelece formalmente que uma camada elétrica de resistividade intermediária entre as resistividades das camadas que a limitam, na capa e na lapa, requer uma espessura mínima para se manifestar eletricamente. Essa espessura depende da profundidade em que se encontra a camada e dos contrastes de resistividade entre ela e as camadas limitantes.

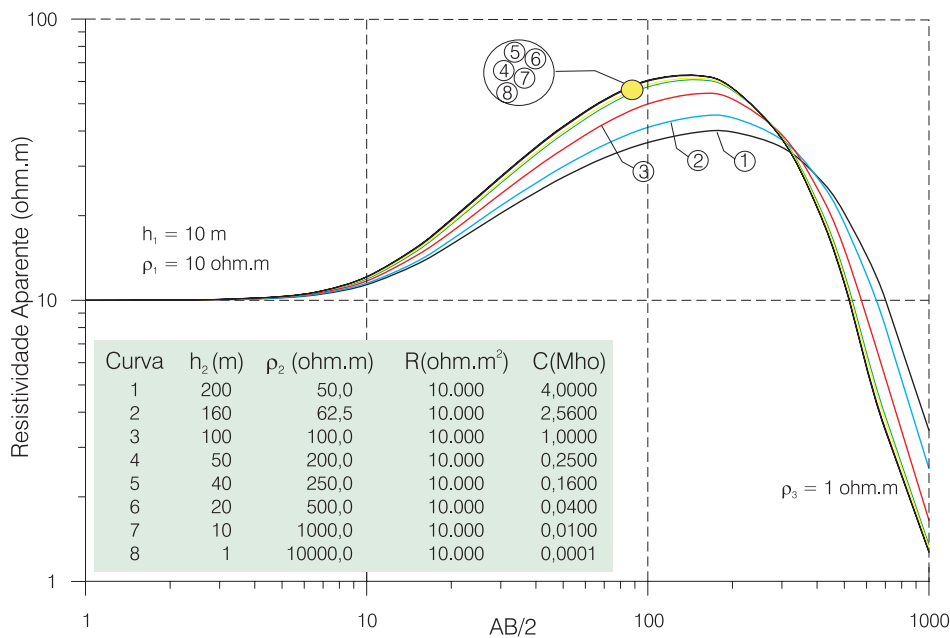


Figura 4.2.29 - Princípio da equivalência em termos da resistência transversal.

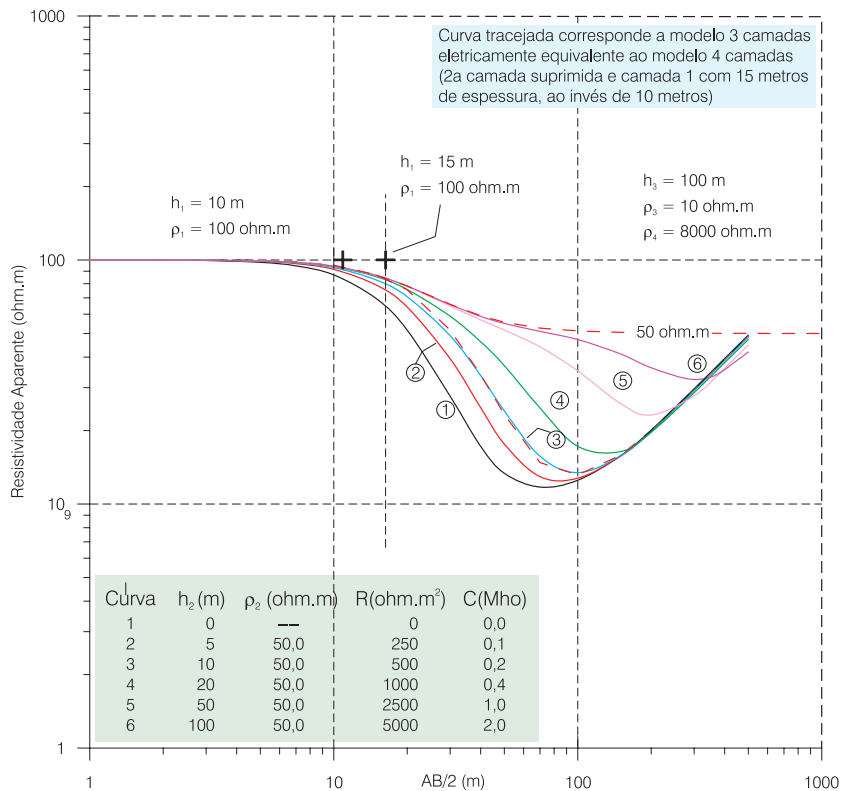


Figura 4.2.30 - Princípio da supressão em SEVs tipo QH.

### Anisotropia Elétrica

Consideremos uma seqüência geoeletrica constituída por um empilhamento de camadas delgadas, alternadamente resistivas e condutivas. Um tal empilhamento ocorre, geralmente, em terrenos sedimentares onde haja uma alternância litológica como, por exemplo, no caso de xistos, calcários laminados, varvitos ou mesmo formações siltico-argilosas. Em situações deste tipo constata-se, via de regra, que a resistividade verdadeira tomada transversalmente aos planos de estratificação é maior que aquela tomada longitudinalmente. Este fato é naturalmente decorrente dos mecanismos deposicionais que, tanto na sedimentação clástica como na química, geram estruturas predominantemente horizontais e paralelas aos contatos das diferentes litologias<sup>(6)</sup>

Este fato caracteriza uma anisotropia elétrica, denominada de **pseudo-anisotropia** (Maillet, 1947). Posteriormente, vários autores chamaram esta anisotropia de **macroanisotropia**, para distingui-la bem da **microanisotropia**, condicionada pela estrutura íntima, molecular, do material. A macroanisotropia surge quando entram em jogo grandes volumes de um terreno constituído por empilhamentos como o acima descrito, mesmo que as camadas individuais sejam homogêneas e isotrópicas. Se as camadas do empilhamento se tornassem infinitamente delgadas e infinitamente repetitivas, recairíamos, naturalmente, no caso da microanisotropia.

Na prospecção elétrica é prática usual caracterizar eletricamente um meio estratificado pela adoção de

dois parâmetros que são: a **resistividade transversal** ( $\rho_t$ ), normal ao plano de estratificação, e a **resistividade longitudinal** ( $\rho_l$ ), paralela ao plano de estratificação. Não é considerada qualquer anisotropia no plano de estratificação, pois esta é muito pequena na maioria dos casos (Bhattacharya, 1968). Se quisermos substituir eletricamente o empilhamento por uma camada única com espessura igual à soma das espessuras das camadas individuais e de modo a manter a resistência transversal e a condutância longitudinal totais do empilhamento, as seguintes condições são requeridas, de acordo com (4.2.41) e (4.2.42).

$$R = \rho_t \sum_i h_i \tag{4.2.41}$$

$$C = \frac{1}{\rho_l} \sum_i h_i \tag{4.2.42}$$

Aplicamos estas condições, a título de ilustração, a um pequeno caso prático. Seja, por exemplo, o seguinte corte geoeletrico de duas camadas (Orellana, 1972):

$$h_1 = 10 \text{ m} \quad \rho_1 = 20 \text{ ohm.m}$$

$$h_2 = 20 \text{ m} \quad \rho_2 = 50 \text{ ohm.m}$$

A partir dos dados acima se pode calcular:

$$R_1 = h_1 \cdot \rho_1 = 200 \text{ ohm.m}^2$$

$$R_2 = h_2 \cdot \rho_2 = 1000 \text{ ohm.m}^2$$

$$R = R_1 + R_2 = 1.200 \text{ ohm.m}^2 \text{ e, conseqüentemente:}$$

$$\rho_t = R / (h_1 + h_2) = 1200 / 30 = 40 \text{ ohm.m}$$

<sup>(6)</sup> Pelo mesmo motivo, a condutividade hidráulica longitudinal é maior que a transversal.



Procedendo-se analogamente para as condutâncias, obteremos:

$$C_1 = 0,5 \text{ mhos}$$

$$C_2 = 0,4 \text{ mhos}$$

$$\text{Então, } C = C_1 + C_2 = 0,9 \text{ mhos e}$$

$$\rho_l = (h_1 + h_2) / C = 30 / 0,9 = 33,3 \text{ ohm.m}$$

A partir das definições de  $\rho_t$  e  $\rho_l$ , obtêm-se, inicialmente, os dois parâmetros descritos a seguir, que são muito importantes na análise do problema da anisotropia. O primeiro é o **Coefficiente de Anisotropia**, definido como:

$$\lambda = \sqrt{\rho_t / \rho_l} \quad (4.2.43)$$

Os autores costumam dizer que este coeficiente é maior que um e geralmente menor que dois. Orellana (1972), diz, entretanto, que a macroanisotropia pode produzir coeficientes  $\lambda$  maiores que aqueles da microanisotropia, podendo chegar a valores entre 4,0 e 7,5 como constatado, por exemplo, numa alternância de argilas e anidrita no Colorado/USA. Poldini, um dos pioneiros da escola francesa e um dos primeiros discípulos de Conrad Schlumberger, já apresentava, em 1947, a tabela 4.2.5, com base em sua vivência de campo.

O segundo parâmetro é a **Resistividade Média**, definida como:

$$\rho_m = \sqrt{\rho_t \cdot \rho_l} \quad (4.2.44)$$

De (4.2.43) e (4.2.44) obtém-se:

$$\rho_l = \rho_m / \lambda \quad (4.2.45)$$

$$\rho_t = \lambda \cdot \rho_m \quad (4.2.46)$$

Multiplicando-se, agora, (4.2.46) pela espessura total do empilhamento,  $h = \sum h_i$ , dividindo-se (4.2.45) pelo mesmo  $h$ , e levando-se em conta (4.2.41) e (4.2.42), obteremos:

$$R = \lambda \cdot h \cdot \rho_m \quad (4.2.47)$$

$$C = \frac{1}{\rho_m} \lambda \cdot h \quad (4.2.48)$$

$\lambda$	Observação
1,06	Anisotropia fraca
1,25	Anisotropia freqüentemente observada
1,74	Anisotropia forte
2,35	Anisotropia muito forte, pouco comum

**Tabela 4.2.5** - Valores de anisotropia elétrica (adaptado de Poldini, 1947).

As expressões (4.2.47) e (4.2.48) mostram que uma camada única, de espessura  $\lambda h$  e resistividade  $\rho_m$ , tem as mesmas **R** e **C** do empilhamento original. Assim, se desejarmos substituir um empilhamento anisotrópico por uma camada única, homogênea e isotrópica, eletricamente equivalente (mesmas R e C), esta deverá ter espessura  $\lambda h$  e resistividade  $\rho_m$ . Se desejarmos manter a espessura total  $h$ , a camada equivalente será homogênea, mas anisotrópica, com coeficiente de anisotropia  $\lambda$ . O produto  $\lambda h$  foi chamado de **pseudo-espessura** por Mailliet (1947). As relações acima demonstradas são de grande importância quando se parte para quantificações de espessuras em terrenos anisotrópicos, a partir de sondagens elétricas.

### Perfis de Resistividade

A técnica do **perfil de resistividade** ou **exploração horizontal** ou, ainda, **caminhamento elétrico** consiste em efetuar medições de resistividade aparente ao longo de um perfil, deslocando-se o quadripolo como um todo, a cada nova medição. Como o comprimento da linha AB permanece sempre constante, este procedimento permite investigar o subsolo lateralmente a uma profundidade constante.

Esta técnica é indicada para a pesquisa de descontinuidades verticais, tais como falhas em regiões sedimentares e zonas fraturadas em regiões cristalinas. Para amplos reconhecimentos, o dispositivo de Wenner pode fornecer resultados satisfatórios. Para estudos mais detalhados, entretanto, como a detecção de zonas fraturadas no cristalino, são recomendados dispositivos de melhor resolução como o quadripolo Schlumberger. Neste, a medição é realizada de forma idêntica àquela da sondagem elétrica, sendo obtida, entretanto, apenas uma resistividade aparente em cada estação do perfil, utilizando-se também a equação (4.2.33).

A profundidade de investigação é extremamente variável, em função dos objetivos do estudo. Pode-se, por exemplo, investigar profundidades da ordem de 30 a 50 metros com linhas AB da ordem de 200 metros, na pesquisa de zonas fraturadas no cristalino. Mas, pode-se, também, rastrear a configuração do embasamento cristalino sob uma cobertura sedimentar espessa, com linhas AB da ordem de 4.000 metros, por exemplo. O limite da profundidade de investigação é imposto, teoricamente, pelo equipamento utilizado. Nas pequenas linhas a execução dos perfis é simples e rápida, demandando um máximo de seis ajudantes que conduzem o dispositivo de uma estação a outra simplesmente arrastando os fios. Nas grandes linhas, não sendo possível o arrasto dos fios, trabalha-se com bobinas em que se recolhem os segmentos AB/2 que vão ficando para trás, e se os estendem à frente para o avanço do perfil. As operações são, aqui, lentas e complexas e, conseqüentemente, mais caras, demandando, geralmente, uma equipe de 10 ou mais ajudantes. O custo pode, entretanto, ser justificado pela importância da obtenção da informação e pela sua confiabilidade que, em muitas situações, é satisfatória.

A resolução do quadripolo pode ser considerada como a largura mínima de uma dada estrutura vertical (um dique, por exemplo) que o mesmo pode discernir. No quadripolo Schlumberger, a resolução depende do passo - espaçamento entre as estações de medição - e, fundamentalmente, do comprimento MN, isto é, do comprimento da linha de recepção. A resolução será tanto maior quanto menores forem o comprimento MN e o passo. Passos muito pequenos demandam mais tempo de campo e, conseqüentemente, encarecem o estudo. Comprimentos MN muito pequenos, por outro lado, captam diferenças de potencial muito pequenas que podem, eventualmente, se aproximar do limiar de sensibilidade do equipamento utilizado, acarretando baixa precisão das medições. Ao resistivista cabe programar adequadamente essas variáveis, em cada situação específica, visando obter o máximo rendimento do estudo, ao menor custo possível.

Além dos quadripolos Wenner e Schlumberger, acima citados, existe uma vasta gama de outros dispositivos, enfatizando diferentes propriedades destinadas a atingir mais efetivamente este ou aquele objetivo. Merecedores de citação são, por exemplo, os dispositivos penta-eletródicos que focalizam o fluxo de corrente na vertical de um dos pólos de injeção de corrente, o outro pólo sendo rejeitado ao infinito, o que magnifica as anomalias elétricas. Ou, então, um conhecido dispositivo de Lee modificado, com dados plotados em *offset* e superposição das medições, designado de *trainé à repetition* pelos franceses. Esse dispositivo permite separar os efeitos devidos a heterogeneidades superficiais daqueles devidos a heterogeneidades profundas, facilitando, assim, a análise das medições. Do ponto de vista prático, entretanto, a informação acrescida geralmente não compensa as operações de campo mais complexas e mais lentas.

Os perfis de resistividade discutidos nos parágrafos acima utilizam um único comprimento de linha AB, o que permite obter uma única resistividade aparente para cada estação de medição. Diz-se, assim, que esses perfis são unidimensionais ou 1D. Quando se utilizam vários comprimentos de linha AB, tem-se vários valores de resistividade aparente em cada estação de medição, cada um deles amostrando uma profundidade diferente. Esses perfis são ditos 2D e objetivam não apenas a detecção de descontinuidades verticais, mas, também, seus mapeamentos num plano vertical ao longo do perfil. O principal objetivo aqui é avaliar também o mergulho das descontinuidades e suas variações em profundidade.

### Interpretação das Medições Elétricas

Da mesma forma que nos outros métodos, duas alternativas se apresentam na interpretação das resistividades aparentes medidas: (1) interpretação qualitativa; (2) interpretação quantitativa.

### Sondagens Elétricas Verticais

Na ausência de sondagens elétricas de aferimento e de outras informações de subsuperfície, devemos nos limitar a uma interpretação qualitativa do conjunto de SEVs obtido. Nessa interpretação distinguem-se três etapas distintas que podem ser chamadas de **análise comparativa das medições, interpretação elétrica e interpretação geológica**. Essas três etapas são discutidas a seguir.

A primeira etapa da interpretação qualitativa, **análise comparativa das medições**, envolve as seguintes atividades:

- separação visual das diferentes famílias de curvas (ver item Cortes Geoeletricos - figuras 4.2.20 e 4.2.21) e análise das relações entre elas. Essa análise fornece uma primeira concepção da seqüência geoeletrica da área e uma primeira idéia de como variam espacialmente os parâmetros de Dar Zarrouk, que são a Resistência Transversal e a Condutância Longitudinal; e
- análise da geologia de superfície e de perfis de poços eventualmente existentes, buscando correlacionar a seqüência geoeletrica concebida à seqüência litológica.

A segunda etapa da interpretação qualitativa, **interpretação elétrica**, prevê as atividades seguintes:

- obtenção de cortes geoeletricos para todas as SEVs, utilizando-se um **Modelo de Resolução do Problema Direto** ou um **Modelo de Inversão** (ver item 4.2.5). Este procedimento leva à eleição de uma hipótese de corte geoeletrico padrão para a área em estudo, que podemos chamar de **modelo geoeletrico**, o qual constitui, em outras palavras, uma hipótese de estratigrafia elétrica da área. Entretanto, em conseqüência do **Princípio da Equivalência** e da pluralidade de soluções que podem fornecer os modelos acima citados, as resistividades verdadeiras do modelo geoeletrico eleito podem ser significativamente diferentes daquelas das unidades litológicas presentes. Esta característica é que impede drasticamente qualquer tentativa de quantificação, na ausência de aferimentos;
- a partir dos pares  $(h_i, \rho_i)$  dos cortes geoeletricos obtidos (figura 4.2.24), obtêm-se as resistências transversais das camadas resistivas (equação 4.2.34) e as condutâncias longitudinais das camadas condutivas (equação 4.2.36). Em muitas situações, é válida a obtenção de valores de resistividade aparente tomados diretamente na curva de sondagem elétrica e correspondentes a um determinado valor de AB/2 convenientemente escolhido. Tais valores, de grande praticidade, são de obtenção imediata e podem substituir, dentro de certos limites, os parâmetros de Dar Zarrouk; e

- elaboração de mapas e/ou perfis de parâmetros elétricos. São elaborados mapas e/ou perfis de resistência transversal, condutância longitudinal e, às vezes, de razões desses parâmetros. É comum, também, a elaboração de mapas e/ou perfis de resistividade aparente.

Na terceira etapa da interpretação qualitativa, **interpretação geológica**, busca-se, finalmente, traduzir qualitativamente, em termos geológicos e/ou hidrogeológicos, as variações dos parâmetros elétricos cartografados. Os seguintes comentários são pertinentes:

- sabendo-se, por exemplo, que as variações da Resistência Transversal e da Condutância Longitudinal integram variações de espessura e variações de resistividade (equações 4.2.34 e 4.2.36), cabe ao intérprete julgar se está em presença de uma variação de espessura do aquífero, de uma variação de salinidade da água de saturação, de uma variação lateral de fácies, ou de falhamentos. É indiscutível que, neste julgamento, têm grande peso o conhecimento da teoria do método, o conhecimento da geologia de superfície e de sub-superfície, e a experiência profissional;
- em bacias sedimentares é comum a alternância de formações predominantemente argilosas e formações predominantemente arenosas. Essas últimas constituem, geralmente, aquíferos que se manifestam freqüentemente nas SEVs como horizontes elétricos resistivos, caracterizados, portanto, pela sua Resistência Transversal. Em um mapa de Resistências Transversais, altos valores desse parâmetro significam grandes espessuras e/ou baixo teor argiloso, enquanto que baixos valores traduzem pequenas espessuras e/ou alto teor argiloso, de acordo com a equação (4.2.34). Verifica-se, assim, que mapas de Resistência Transversal têm enorme poder de diagnóstico qualitativo das transmissividades hidráulicas, o que constitui uma das mais eficazes aplicações da resistividade na hidrogeologia.

No que diz respeito à interpretação quantitativa das SEVs, as mesmas três etapas podem ser distinguidas: **análise comparativa das medições, interpretação elétrica e interpretação geológica**.

A primeira etapa da interpretação quantitativa, **análise comparativa das medições**, segue os mesmos passos da interpretação qualitativa. Aqui, porém, as sondagens elétricas de aferimento são prioritárias na concepção da seqüência geoelétrica da área, e na correlação dessa seqüência à seqüência litológica.

A segunda etapa da interpretação quantitativa, **interpretação elétrica**, segue também os mesmos passos da interpretação qualitativa, mas com as seguintes particularidades:

- na obtenção de cortes geoelétricos para as SEVs de aferimento, através de um **Modelo de Resolução do Problema Direto** ou um **Modelo de Inversão**, citado no item 4.2.5, deve-se impor, nas camadas elétricas, as espessuras das unidades litológicas que lhes sejam correspondentes, obtidas dos poços aferidos. Em face da anisotropia e do **Princípio da Supressão**, as resistividades verdadeiras dos cortes geoelétricos, obtidas pelo ajuste de curvas teóricas às curvas de campo, devem ser consideradas como resistividades verdadeiras de camadas fictícias, homogêneas e isotrópicas, eletricamente equivalentes às camadas reais. Entretanto, a ampla gama de possibilidades da estratigrafia elétrica, na ausência de aferimentos, fica agora muito restringida. O modelo geoelétrico, agora, em circunstâncias favoráveis, pode aproximar satisfatoriamente a estratigrafia elétrica real. Essa aproximação, naturalmente, será tanto maior quanto maior for o número de SEVs de aferimento e quanto mais distribuídas na área em estudo elas forem;
- na obtenção de cortes geoelétricos para cada SEV ordinária, utilizando-se o mesmo **Modelo de Resolução do Problema Direto** ou um **Modelo de Inversão**, deve-se impor nas camadas elétricas as resistividades verdadeiras do modelo geoelétrico obtido como indicado. Teoricamente, este procedimento forneceria as espessuras das litologias eletricamente diferenciadas nas SEVs. Não se pode, entretanto, esquecer as possibilidades de variações laterais imprevistas, de resistividade e de anisotropia, que podem acarretar erros muito significativos. Como na maioria dos estudos dificilmente se pode dispor de mais de um ou dois aferimentos, os modelos geoelétricos são geralmente muito pontuais, não prevendo essas variações;
- em face dessas dificuldades, considera-se mais sensato ater-se sempre às resistências transversais das camadas resistivas (equação 4.2.34) e às condutâncias longitudinais das camadas condutivas (equação 4.2.36), obtendo-as, como já mencionado, a partir dos pares ( $h_i$ ,  $\rho_i$ ) dos cortes geoelétricos das SEVs.

A terceira etapa da interpretação quantitativa, **interpretação geológica**, é análoga à interpretação qualitativa, sendo elaborados, como anteriormente, mapas e/ou perfis dos Parâmetros de Dar Zarrouk. Aqui, entretanto, é possível, a partir desses documentos, tecer considerações realísticas de ordem quantitativa, tais como espessuras máximas e mínimas, por exemplo.

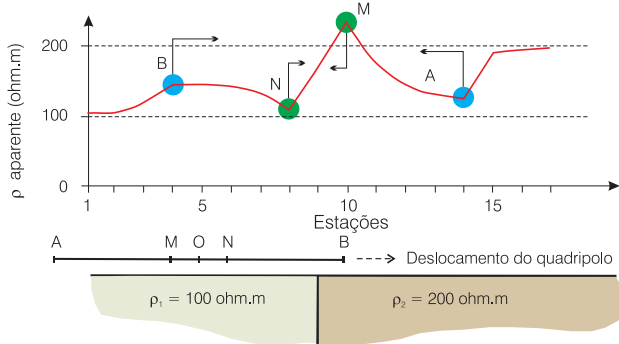
### Perfis de Resistividade

Para simplesmente detectar e mapear o traço de discontinuidades verticais, utilizam-se os perfis 1D que são de execução mais simples, podendo, portanto, cobrir rapidamente maiores distâncias. Nesse caso, não havendo maior interesse em quantificação,

predomina sempre a interpretação qualitativa em que o intérprete vale-se basicamente da análise visual das curvas de resistividade aparente *versus* distância ao longo dos perfis.

Nesta análise, algumas importantes propriedades das curvas de resistividade devem ser conhecidas para que se possa identificar e posicionar corretamente as estruturas investigadas. Essas propriedades dizem respeito às variações abruptas da resistividade aparente que ocorrem na passagem dos diferentes eletrodos do quadripolo pela descontinuidade que se quer detectar. Essas variações abruptas se manifestam no perfil de resistividade sob a forma de picos, denominados de **pontos característicos**.

A figura 4.2.31 mostra esses pontos característicos para um quadripolo Schlumberger, interceptando uma descontinuidade que separa lateralmente meios de resistividades iguais a 100 e 200 ohm.m. O ponto onde se indica a letra B, por exemplo, representa o efeito da passagem do eletrodo de corrente B pela descontinuidade. As setas nos pontos característicos apontam para o lado em que se encontra a descontinuidade.



**Figura 4.2.31** - Pontos característicos em perfil Schlumberger (adaptado de Orellana, 1972).

A presença de recobrimento sobre os meios de resistividade  $\rho_1$  e  $\rho_2$ , atenua a manifestação dos pontos característicos, chegando mesmo a eliminá-la no caso de espessuras significativas. No limite, essas espessuras sendo muito grandes, a linha AB utilizada perde a capacidade de detectar a descontinuidade.

### O Que Esperar da Eletroresistividade

Encerrando essa breve discussão sobre eletroresistividade, considera-se muito conveniente sintetizar as possibilidades desse método, de uma forma direta e objetiva que sirva de orientação geral, certamente desnecessária aos especialistas, mas provavelmente muito útil aos demais profissionais das geociências, e sobretudo aos contratantes de serviços e estudos. Essa síntese das possibilidades da eletroresistividade, focada na interpretação qualitativa, é mostrada na tabela 4.2.6.

### Métodos Eletromagnéticos

Os métodos eletromagnéticos de campo artificial utilizam campos eletromagnéticos de baixa frequência variantes no tempo, que são gerados no subsolo por indução, tendo como objetivo determinar os parâmetros eletromagnéticos das rochas. Nessa situação, existe uma forte analogia entre o trio transmissor, receptor, condutor enterrado e um trio de circuitos elétricos acoplados pela indução eletromagnética. Generalizadamente, um acoplamento indutivo é usado e, invariavelmente, o detector recebe esse sinal por indução (Telford *et al.*, 1976). As quantidades medidas variam. Podem ser módulo e fase ou as partes em fase e em quadratura; diferença de potencial elétrico entre dois eletrodos ou diferença de potencial causada por fluxos magnéticos em bobinas; ou o gradiente da diminuição da intensidade de um campo magnético com o tempo. Em alguns casos, medem-se os valores característicos da elipse de polarização do campo magnético.

TÉCNICA	INFORMAÇÕES QUALITATIVAS IMPORTANTES		NÃO INFORMA
	QUASE SEMPRE	EVENTUALMENTE	
SEV	Separa formações arenosas de formações argilosas Variações de espessura Transmissividades. Feições do embasamento	Presença de água Profundidade do nível estático Qualidade da água	Volumes armazenados Vazões Teores salinos Litologia
Perfis	Falhas no sedimento Zonas fraturadas no cristalino Separa água doce de água salgada Generaliza informações das SEVs	Qualidade da Água	Presença de água Profundidade do nível estático Idem informações acima

**Tabela 4.2.6** - O que esperar da eletroresistividade.

Para aplicações em hidrogeologia, além do **VLF - Very Low Frequency**, que utiliza fontes indutoras distantes, destacam-se dois tipos principais: o **Eletromagnético no Domínio da Frequência**, que efetua medidas em um ou mais valores de frequência, e o **Eletromagnético no Domínio do Tempo** (transiente), que faz medidas da diminuição da intensidade do sinal com o tempo. Destaca-se, também, o **Radar de Penetração no Solo** (GPR - *Ground Penetrating Radar*), para investigações rasas de alta resolução e que emprega frequências muito altas.

### Teoria Eletromagnética

As propriedades elétricas e magnéticas dos materiais são conhecidas desde a antiguidade, porém, as leis que vinculam essas propriedades foram descobertas e formuladas separadamente por Ampère e Faraday no século XIX. Um campo eletromagnético pode ser descrito por quatro campos vetoriais. Os seus nomes, juntamente com as unidades SI são os seguintes (adaptado de Sharma, 1986):

- E = intensidade do campo elétrico (V/m)
- H = intensidade do campo magnético (A/m)
- B = indução magnética, ou densidade de fluxo (Wb/m<sup>2</sup> ou Tesla)
- D = deslocamento elétrico (C/m<sup>2</sup>).

Esses campos vetoriais estão relacionados com suas fontes, considerando a distribuição da densidade de carga elétrica  $\rho_c$  (C/m<sup>3</sup>) e a densidade de corrente J (A/m<sup>2</sup>), pelas quatro equações de Maxwell:

$$\nabla \times \mathbf{E} = -\frac{\partial \mathbf{B}}{\partial t} \quad (4.2.49)$$

$$\nabla \times \mathbf{H} = \mathbf{J} + \frac{\partial \mathbf{D}}{\partial t} \quad (4.2.50)$$

$$\nabla \cdot \mathbf{B} = 0 \quad (4.2.51)$$

$$\nabla \cdot \mathbf{D} = \rho_c \quad (4.2.52)$$

onde,  $\nabla \times \mathbf{E}$  e  $\nabla \times \mathbf{H}$  são operações vetoriais, sendo o operador gradiente  $\nabla = i(\partial/\partial x) + j(\partial/\partial y) + k(\partial/\partial z)$ , em coordenadas retangulares e **i**, **j** e **k** são vetores unitários ortogonais.  $\nabla \cdot \mathbf{B}$  e  $\nabla \cdot \mathbf{D}$  são os divergentes da densidade do fluxo magnético e da densidade do fluxo elétrico, respectivamente.

A equação (4.2.49) é a Lei de Faraday e estabelece que na região de um campo magnético que varia com o tempo, existe um campo elétrico de tal forma que o total de forças eletromagnéticas geradas em um circuito fechado é proporcional à taxa negativa

de mudança do fluxo magnético. A equação (4.2.50) é a lei de Ampère e estabelece que todo fluxo de corrente elétrica produz um campo magnético em torno de si próprio e esse campo é proporcional ao total da corrente (condução+deslocamento). A equação (4.2.51) estabelece simplesmente que pólos magnéticos individuais não existem. A equação (4.2.52) é a lei de Coulomb e estabelece que as linhas de força de um campo elétrico começam e terminam em cargas elétricas. As outras três relações conectando os campos vetoriais são:

$$\mathbf{D} = \epsilon \mathbf{E} \quad (4.2.53)$$

$$\mathbf{B} = \mu \mathbf{H} \quad (4.2.54)$$

$$\mathbf{J} = \sigma \mathbf{E} \quad (4.2.55)$$

onde,  $\epsilon$  é a capacidade dielétrica,  $\mu$  a permeabilidade magnética e  $\sigma$  a condutividade elétrica.

Usando essas relações, é possível reduzir as equações de Maxwell para apenas dois vetores, **E** e **H**. Assumindo para ambos uma dependência do tempo na forma  $H(t) = H_0 e^{i\omega t}$ , onde  $\omega = 2\pi f$  é a frequência angular do campo. As equações vetoriais para **E** e **H** assumem as seguintes expressões:

$$\nabla^2 \mathbf{H} = i\omega \mu \sigma \mathbf{H} - \epsilon \mu \omega^2 \mathbf{H} \quad (4.2.56)$$

$$\nabla^2 \mathbf{E} = i\omega \mu \sigma \mathbf{E} - \epsilon \mu \omega^2 \mathbf{E} \quad (4.2.57)$$

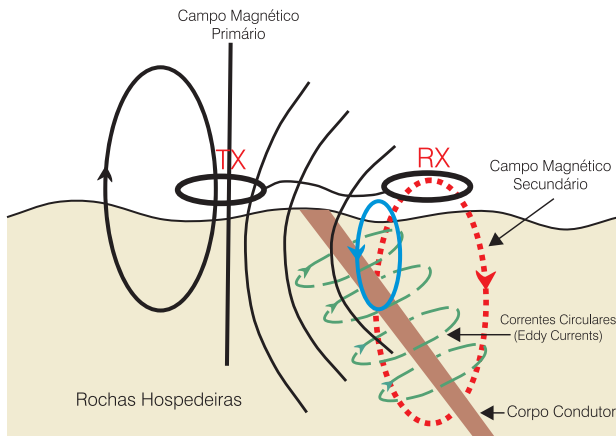
Essas são as equações básicas para a propagação dos vetores campo magnético e campo elétrico em um meio isotrópico e homogêneo com as propriedades físicas  $\epsilon$ ,  $\mu$  e  $\sigma$ .

### Eletromagnético no Domínio da Frequência

O método de indução eletromagnética no domínio da frequência mede um campo magnético secundário que é induzido em condutores elétricos no subsolo por uma fonte primária de energia eletromagnética. A fonte primária emite um sinal em uma frequência periódica constante e o receptor geralmente mede as partes em-fase e em-quadratura (fora de fase) do campo secundário em relação ao primário (figura 4.2.32).

### Equipamentos, Aquisição e Processamento dos Dados

Os equipamentos são constituídos de uma bobina transmissora, uma bobina receptora, um módulo de energia e um módulo de controle. O método consiste em produzir um campo magnético primário associado com uma corrente elétrica aplicada na bobina transmissora. Esse campo magnético induzirá correntes elétricas no condutor, que, em consequência, produzirá um campo magnético secundário, que diferirá em direção,



**Figura 4.2.32** - Modelo generalizado da indução eletromagnética em um condutor elétrico no subsolo. TX é a bobina transmissora e RX é a bobina receptora. Nesse arranjo mede-se o dipolo vertical com bobinas horizontais (adaptado de Steensma & Kellet, 2000).

intensidade e fase do campo primário. A bobina receptora medirá as amplitudes das componentes em fase e em quadratura do campo magnético primário gerado pelo transmissor e do campo magnético secundário produzido pelas correntes elétricas no condutor. A escolha da orientação relativa das bobinas e do intervalo de frequência é importante e depende das características dos condutores a serem prospectados. A configuração de bobinas mais utilizada é a horizontal (figura 4.2.33). Também é possível utilizar as bobinas na posição vertical, em configuração alinhadas em relação à direção do perfil de investigação. Quando a bobina está na posição horizontal, o dipolo magnético se orienta na posição vertical segundo o seu centro. Pela mesma razão, o dipolo terá orientação horizontal com a bobina na posição vertical. Um dipolo magnético é formado pelos dois pontos opostos de um magneto (pólo positivo e pólo negativo) ao longo do qual as linhas de força magnética estão orientadas e concentradas. A configuração horizontal é a mais indicada para a investigação de condutores verticais, além de ter uma maior capacidade de penetração no subsolo. Ela é conhecida como HLEM (*Horizontal Loop EM*) ou método Slingram. Quanto maior a separação entre as bobinas, maior é a profundidade de investigação e, quanto maior a frequência, menor é a profundidade de investigação. Os sistemas mais utilizados são Slingram, Apex MaxMin e Geonics EM34. Esses sistemas operam em frequências que variam entre 200 e 6.000 Hz, com as bobinas separadas em distâncias que variam entre 3 e 100 metros.

O Geonics EM34 é um caso particular desses tipos de sistemas. Ele opera com as bobinas transmissora e receptora nas configurações horizontal e vertical espaçadas de 10, 20 e 40 m, com frequências de 6.400, 1.600 e 400 Hz respectivamente (Geonics, 1998). A configuração vertical (dipolo horizontal) é mais sensível à influência dos materiais próximos da

superfície, enquanto que a configuração horizontal (dipolo vertical) é mais sensível à profundidade de 40% do espaçamento entre as bobinas. A vantagem do Geonics EM34 é a possibilidade de operar em baixo número de indução (*low induction number*). Segundo McNeill (1980), isso significa que mudando a frequência, proporcionalmente muda a resposta da parte em quadratura (fora de fase), sendo possível determinar a variação da condutividade elétrica com a profundidade. Nessas condições, todas as respostas são das partes em quadratura (fora de fase), que é linearmente proporcional à condutividade elétrica do solo. Dessa forma, o equipamento pode medir diretamente a condutividade (McNeill, 1980). A profundidade efetiva de investigação em um terreno estratificado é 1,5 da abertura para as bobinas na configuração horizontal e 0,75 da abertura para as bobinas na configuração vertical (McNeill, 1987).

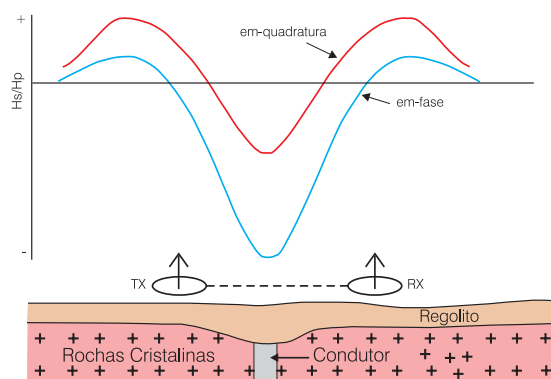
O Apex MaxMin foi desenvolvido para operar em um arranjo fixo de bobinas na posição horizontal, porém, com a frequência variando de 222 a 3.565 Hz. A variação da frequência muda a profundidade de investigação. Como ele não opera em baixo número de indução, é necessário interpretar os dados obtidos através da aplicação de modelos ou métodos de inversão para obter os valores da condutividade elétrica.

Para a maioria dos equipamentos, os procedimentos de campo são rápidos e podem ser executados por duas pessoas. Conseqüentemente, os custos de operação são baixos. O espaçamento entre as leituras, a frequência utilizada e a configuração e aberturas das bobinas deverá variar em função das dimensões e profundidade do alvo de interesse.

### Interpretação dos Dados

A aplicação do método eletromagnético no domínio da frequência, além da sua tradicional aplicação na prospecção de minerais metálicos, é também indicada para a prospecção de água subterrânea em rochas cristalinas, ou seja, para a localização de estruturas tectônicas frágeis preenchidas com água.

No método com bobinas horizontais (HLEM), utilizado pelos sistemas Apex MaxMin e Slingram, são medidos valores das razões entre o campo secundário e o primário (ou a porcentagem) das partes em-fase e em-quadratura. Nesses sistemas, a resposta eletromagnética de um condutor tem a ver com o indutância mútua entre os circuitos elétricos, ou seja, com a capacidade de um circuito induzir forças eletromagnéticas em um outro adjacente. A relação matemática entre os campos primário e secundário tem uma dependência da distância entre o receptor e o transmissor, da indutância, da profundidade, e da condutividade elétrica da fonte (Telford *et al.*, 1976). A geometria resultante da relação entre os campos primário ( $H_p$ ) e o campo secundário ( $H_s$ ) em um perfil de medidas sobre um condutor vertical fino pode ser observada na figura 4.2.33.



**Figura 4.2.33** - Resposta eletromagnética típica sobre um condutor vertical no arranjo de bobinas horizontais (HLEM).  $H_p$  é campo magnético primário,  $H_s$  o campo magnético secundário, RX o receptor e TX o transmissor (adaptado de McNeill, 1987).

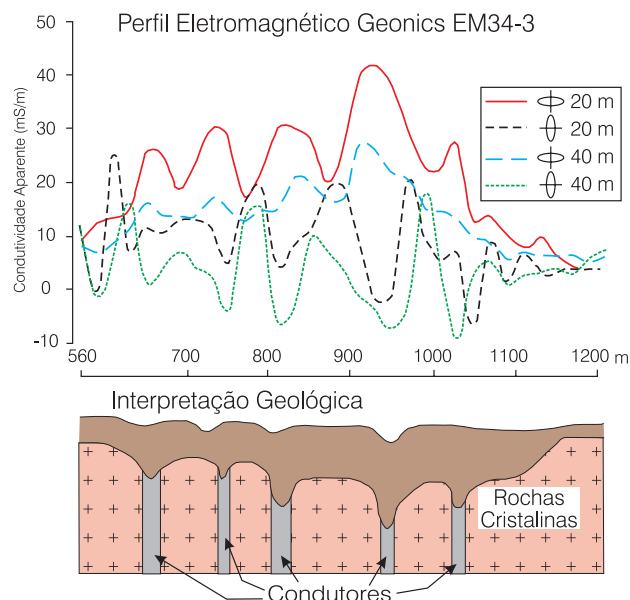
De uma maneira generalizada, o perfil apresenta um pico negativo máximo e dois pequenos picos positivos nos flancos, quando o sistema receptor-transmissor está centralizado sobre o condutor. A amplitude e a inclinação dos máximos são indicadores da profundidade do condutor. As amplitudes máximas aumentam com a condutividade para a componente em fase e diminuem para a componente em quadratura. Dessa forma, a razão dos máximos em fase em relação aos máximos em quadratura é um diagnóstico da condutividade elétrica do condutor (Telford *et al.*, 1976).

No sistema Geonics EM34 são medidos valores da condutividade elétrica aparente. Nesse caso, o pico negativo é observado no arranjo com bobinas horizontais. No arranjo com bobinas verticais ocorre, mas nem sempre, um pico positivo (figura 4.2.34). Para essa situação é possível especular algumas hipóteses, tais como, aumento da umidade, variações na espessura do manto de alteração, aumento da quantidade de argila ou aumento da salinidade da água. Além das aplicações clássicas desse sistema, no estudo de aquíferos fraturados sob coberturas ou mantos de alteração pouco espessos, ele tem sido usado nos estudos de intrusões salinas e poluição de aquíferos (Monteiro & Costa, 2001).

É importante para o hidrogeólogo perceber claramente as características ambíguas de todo levantamento geofísico. Uma assinatura eletromagnética típica de um condutor poderá oferecer uma série de interpretações geológicas, desde uma fratura com água até um corpo de grafita. Os controles geológicos observados na fotografia aérea e no mapeamento geológico são indispensáveis e provavelmente fornecerão a palavra final.

## Eletromagnético no Domínio do Tempo

O método de indução eletromagnética no domínio do tempo mede o gradiente da diminuição da intensidade de um campo magnético secundário com o tempo, produzido por correntes elétricas geradas

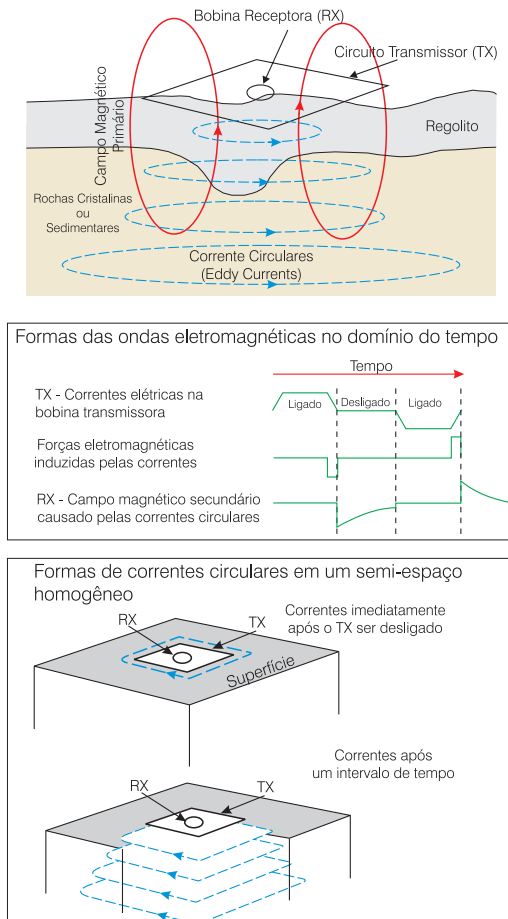


**Figura 4.2.34** - Perfil eletromagnético Geonics EM34-3 indicando a presença de condutores verticais sob um manto de alteração de rochas cristalinas. A presença do condutor é identificada por um pico positivo no dipolo horizontal e um pico negativo no dipolo vertical. As medidas foram feitas com intervalo de 20 m. A escala vertical do modelo geológico não está determinada (CPRM, maio/2002, Fazenda Brito, Irauçuba-CE).

por um campo magnético primário, enquanto elas se espalham e se difundem com a profundidade no subsolo. O desenvolvimento desse tipo de investigação foi uma inovação em relação aos sistemas no domínio da frequência, sobretudo porque as medidas no receptor, sendo realizadas sem a influência do campo primário, são menos afetadas pelos fatores geométricos e topográficos (Nabighian, 1979).

## Equipamentos, Aquisição e Processamento dos Dados

As operações no domínio do tempo são realizadas por meio de um receptor e um transmissor unidos a um circuito ou uma bobina receptora (*receiver loop*) e um circuito transmissor (*transmitter loop*), respectivamente. O transmissor emite uma corrente constante que produz um campo magnético primário (figura 4.2.35). Em seguida, desliga-se a corrente que alimenta o circuito transmissor. Satisfazendo a Lei de Faraday, entretanto, as correntes induzidas no subsolo sustentam por alguns instantes o campo primário, além de gerar um campo magnético secundário. As mudanças com o tempo no campo magnético secundário induzem uma voltagem na bobina receptora. Pelo fato da magnitude e da distribuição da intensidade da corrente dependerem da resistividade do solo, a voltagem dá informação sobre a resistividade das rochas. Com o passar do tempo, o espalhamento das correntes, para baixo e para longe do circuito transmissor, fornece informações de regiões cada vez mais profundas (Nabighian, 1979).



**Figura 4.2.35** - Modelo generalizado de um impulso eletromagnético transiente. A configuração é com uma bobina receptora central. TX é o transmissor e RX é o receptor. As correntes circulares se propagam para longe e em profundidade com o tempo, enquanto o TX está desligado; assim, o RX mede o campo magnético secundário sem interferência do primário (adaptado de McNeill, 1987 e Steensma & Kellet, 2000).

Os sistemas mais utilizados são o Geonics EM37 da série Protem, o australiano SIROTEM e o UTEM desenvolvido na Universidade de Toronto por Yves Lamontagne e Gordon West.

A dimensão do circuito transmissor (*transmitter loop*), os tempos de saturação e corte, a quantidade e o intervalo das medidas e a intensidade da corrente diferenciam um sistema de outro.

As profundidades de investigação dos sistemas no domínio do tempo variam de dezenas até milhares de metros. Os arranjos geralmente são grandes e a execução dos trabalhos exige algum tempo e um grupo de ajudantes. No entanto, no caso de investigações profundas, leva vantagens significativas, em termos de custo e de tempo em relação ao tradicional método de sondagem elétrica vertical. A configuração receptor-transmissor varia de acordo com o tipo de sistema empregado e com os objetivos da pesquisa. Ela pode ser com circuitos transmissor e receptor coincidentes (*coincident loops*), deslocados (*displaced loops*), separados (*separated loops*) ou com uma

bobina receptora centralizada no interior do circuito transmissor (*in-loop*). A mais utilizada consiste de uma pequena bobina receptora centralizada (*in-loop*) em um grande circuito de cabos elétricos de dimensão quadrada (*transmitter loop*), cujo tamanho lateral varia com os objetivos do trabalho (100, 200, 400 m) (figura 4.2.35). Esse arranjo é deslocado ao longo do perfil de medidas e cada estação, após o processamento, corresponderá a uma curva de sondagem de resistividade aparente. Um conjunto de curvas ao longo de um perfil poderá ser convertido por técnicas de modelagem matemática em uma seção de resistividade elétrica *versus* profundidade.

### Interpretação dos Dados

Nas pesquisas hidrogeológicas, os sistemas no domínio do tempo são indicados para o estudo de aquíferos porosos em bacias sedimentares (Fontes *et al.*, 1997; Meju *et al.*, 1999). Aplicações nos estudos de rochas cristalinas, utilizando um transmissor de pequena dimensão (*small loop*), são reportadas por Meju *et al.* (1997). Os métodos transientes também apresentam uma boa resolução em situações de investigação de poluição de água subterrânea e intrusões salinas.

Uma das grandes dificuldades na interpretação da resposta eletromagnética transiente é a grande variação nos valores da condutividade elétrica das rochas. Convencionalmente, os dados de resistividade das sondagens elétricas obtidas nos levantamentos são apresentados em um diagrama de resistividade aparente *versus* tempo ou frequência. Os valores do gradiente da diminuição da intensidade de um campo magnético secundário, com o tempo, podem ser convertidos para resistividade aparente como uma função do tempo, a partir dos quais, um modelo geoeletrico em camadas pode ser interpretado de maneira semelhante às tradicionais SEVs (McNeill, 1987). O método tem uma boa capacidade de identificar a espessura de camadas condutivas sobre um embasamento cristalino, porém, enquanto é fácil mapear uma camada condutiva, existem dificuldades para mapear camadas resistivas intercaladas ou em contato com o embasamento. Por essa razão, ele é excelente para mapear alvos tal como uma intrusão salina (Fitterman & Stewart, 1986). Com a aplicação da técnica é possível determinar profundidade, espessura e resistividade de aquíferos localizados em camadas sedimentares de grandes bacias, no entanto, os resultados indicam dificuldades na identificação das resistividades das camadas mais superiores em função de ruídos e problemas instrumentais (Fitterman & Stewart, 1986). Em relação às sondagens elétricas Schlumberger, a principal vantagem é a boa resolução lateral em conjunto com a baixa sensibilidade às heterogeneidades elétricas superficiais localizadas (McNeill, 1987).



## Radars de Penetração no Solo

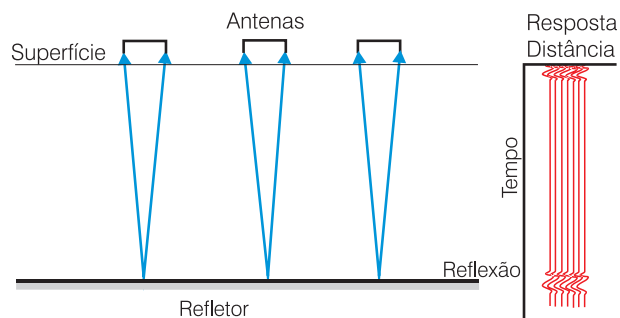
Na última década, houve um incremento significativo do uso da técnica de Radar de Penetração no Solo (GPR - *Ground Penetrating Radar*) em aplicações de interesse da hidrogeologia. Apesar de ter algumas limitações importantes, o método tem apresentado resultados significativos, sobretudo nos estudos em formações sedimentares, em poluição ambiental e nos aquíferos fraturados (Ceia *et al.*, 2001; Castro *et al.*, 2001; Silva *et al.*, 2001). Sua grande vantagem é a capacidade de distinguir estruturas e litologias com um bom grau de resolução, se bem que em profundidades rasas. O método tem uma semelhança muito próxima com a sísmica de reflexão e as ferramentas de tratamento de dados e interpretação podem ser as mesmas (Popini, 2001).

### Equipamentos, Aquisição e Processamento dos Dados

O princípio físico do método está baseado no conceito da constante dielétrica ( $K$ ), que corresponde à permissividade dielétrica ( $\epsilon$ ) normalizada pela permissividade dielétrica do vácuo e representa a medida da capacidade de um meio tornar-se polarizado. Ela descreve as propriedades elétricas dos materiais em altas frequências (Davis & Annan, 1989). Baseado nesse princípio, ondas eletromagnéticas originadas em um transmissor são propagadas através da subsuperfície até serem refletidas ou refratadas em uma interface onde ocorrem mudanças abruptas da velocidade (ou da constante dielétrica). Essas mudanças podem indicar a presença de estruturas ou variação litológica. Na execução dessas tarefas os sistemas operam com frequências no intervalo de 10 a 1.000 MHz (Davis & Annan, 1989).

Os sistemas mais utilizados são o PulseEKKO da Sensor Software Inc., fabricado no Canadá, os sistemas GSSI (Geophysical Survey Systems Incorporated) e GeoRadar, fabricados nos Estados Unidos e o sistema Ramac, da Mala-Geoscience, de fabricação sueca. As formas de aquisição dependem do tipo de sistema utilizado. Na forma mais tradicional, as antenas conectadas a um computador são fixadas em suportes de madeira e deslocadas a intervalos constantes sobre o alvo da pesquisa. A intensidade da frequência do conjunto de antenas, a parametrização e o método de levantamento são escolhidos em função do tipo de alvo que se quer investigar.

A técnica de levantamento mais utilizada é a reflexão simples, que consiste em transportar duas antenas (transmissora e receptora) separadas por uma distância fixa ao longo do perfil (figura 4.2.36). Como em todo levantamento geofísico, é importante ter um bom controle geológico da área de pesquisa e conhecer antecipadamente possíveis fontes de ruído de origem antrópica. O resultado do levantamento é apresentado na forma de radargramas, que correspondem ao empilhamento dos perfis de tempo de trânsito em



**Figura 4.2.36** - Representação esquemática de um levantamento de radar de penetração de solo (GPR) pelo método de reflexão simples (adaptado de Annan, 1992).

função da profundidade. A profundidade efetiva de investigação resulta de uma relação complexa entre desempenho do sistema, atenuação e propriedades elétricas das rochas (Davis & Annan, 1989).

### Interpretação dos Dados

Os dados brutos de levantamentos com GPR requerem uma boa quantidade de processamentos antes de poderem ser interpretados. Isso significa que o usuário necessita de habilidade computacional e conhecimentos matemáticos para executar os procedimentos de edição, análise, correção, filtragem, ajuste e migração dos dados. A interpretação dos dados também requer habilidade e experiência. Se existem bons controles geológicos, fica mais fácil identificar contatos, separar unidades estratigráficas e reconhecer estruturas. Caso contrário, a possibilidade de cometer enganos aumenta. Por outro lado, como a constante dielétrica da água é grande, fica fácil delimitar o nível freático em uma formação sedimentar ou em um manto de alteração de rochas cristalinas. Da mesma forma, estruturas preenchidas com água, tais como, fraturas, falhas e canais preenchidos com areia, podem apresentar bons contrastes no radargrama.

### O Método VLF (*Very Low Frequency*)

Os métodos eletromagnéticos pertencem à grande categoria de métodos de campos variáveis, isto é, utilizam corrente alternada. A utilização de correntes alternadas oferece grandes possibilidades à prospecção geoeletrica, particularmente no que diz respeito ao seguinte:

- é possível aplicar a corrente ao solo por indução, eliminando a necessidade dos procedimentos galvânicos (introdução de eletrodos no solo);
- é possível efetuar investigações verticais (sondagens eletromagnéticas - SEM), variando apenas a frequência, sem necessidade de ampliar as dimensões do dispositivo de medição, como no caso das SEVs;

- além do campo elétrico, mede-se também o campo magnético, o que torna a informação obtida mais rica;

Como contrapartida às maiores possibilidades acima indicadas, destacam-se as seguintes desvantagens dos métodos eletromagnéticos:

- maior complexidade e, conseqüentemente, maior custo do equipamento requerido;
- maior complexidade da teoria; e
- menor profundidade de investigação.

Uma das variantes dos métodos eletromagnéticos que vem se destacando recentemente nas pesquisas de zonas fraturadas no cristalino, principalmente na região semi-árida do Brasil, é o VLF (*Very Low Frequency*). A principal característica do VLF é a utilização de ondas eletromagnéticas de rádio como campo primário indutor. A literatura cita o geólogo alemão Cloos (Orellana, 1973) como o primeiro que teve a idéia de explorar a possibilidade das ondas de rádio na prospecção geológica. Esta idéia lhe teria ocorrido em 1934, durante uma viagem no seu automóvel equipado com rádio, ao correlacionar alterações na qualidade da recepção de uma mesma emissora, com a litologia das zonas percorridas.

Durante as décadas de 50 e 60, o método tornou-se operacional, sendo, então, conhecido pela designação de **método hertziano**. Algumas técnicas específicas ficaram conhecidas como **método de rádio comparação, goniometria e radiokip**. A designação de VLF é devida a autores bem mais recentes, tendo surgido após significativos refinamentos introduzidos, tanto na parte instrumental como na teoria e nos procedimentos de interpretação.

No VLF moderno, o campo eletromagnético primário utilizado é gerado por emissoras militares de grande potência, operando na faixa de 15 a 30 kHz de freqüência. Na tecnologia de radiotransmissão, essas freqüências são chamadas de **Freqüências Muito Baixas** (*Very Low Frequencys*) em face das freqüências, pelo menos dez vezes maiores, comumente usadas pelas estações comerciais ordinárias. Freqüências elevadas não permitem uma penetração satisfatória das ondas eletromagnéticas no solo, não sendo, portanto, utilizáveis. A figura 4.2.37 mostra esquematicamente o princípio básico do método. A antena vertical das emissoras VLF emite uma onda eletromagnética que se propaga horizontalmente, gerando o campo primário, tal como mostrado na figura 4.2.38.

Numa pequena área, a uma grande distância da antena, um eventual corpo condutor será, portanto, submetido a um campo magnético horizontal homogêneo. Condutores verticais, tais como  $C_1$  na figura 4.2.38 (uma fratura com água, por exemplo), cuja direção é paralela à direção de propagação das ondas de rádio, serão permeados por um fluxo magnético

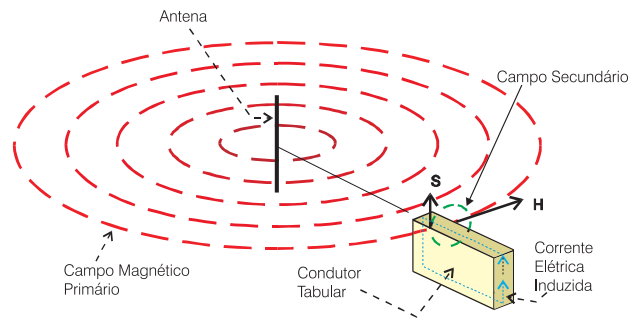


Figura 4.2.37 - Princípio do método VLF (adaptado de Philips & Richards, 1975).

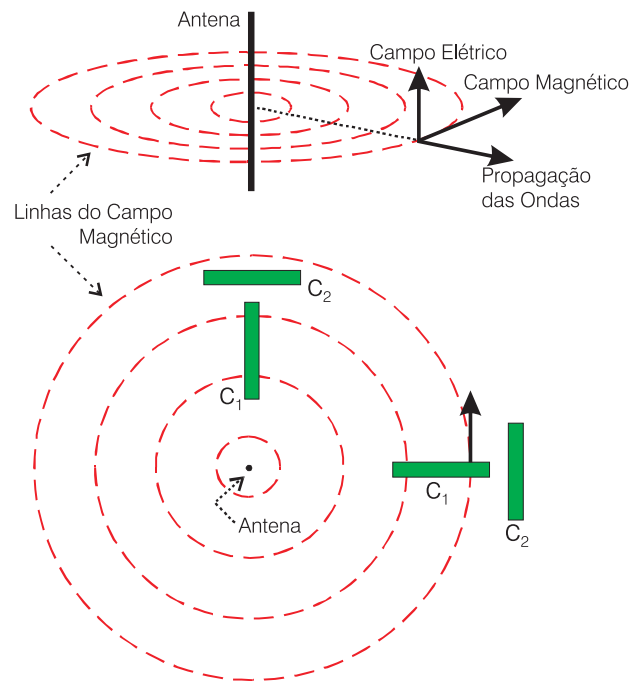


Figura 4.2.38 - Princípio do método VLF (adaptado de Philips & Richards, 1975).

máximo, uma vez que são atravessados, normalmente, pelo vetor campo eletromagnético primário. Nessas condições, o campo primário induzirá, no interior do condutor, a circulação de uma corrente elétrica a qual, por sua vez, criará um novo campo eletromagnético designado de campo secundário, que difere do campo primário em direção, intensidade e fase. Este campo secundário se somará vetorialmente ao campo primário, dando origem a um campo resultante.

Assim, o vetor campo eletromagnético total, que era horizontal longe do corpo condutivo (fratura), sofrerá uma inclinação nas vizinhanças deste último, por influência do campo secundário. A "montante" do vetor campo eletromagnético a inclinação é positiva, isto é, para cima em relação à horizontal. Para o lado oposto, isto é, na direção do vetor campo eletromagnético primário, a inclinação é negativa. Este comportamento é mostrado na figura 4.2.39.

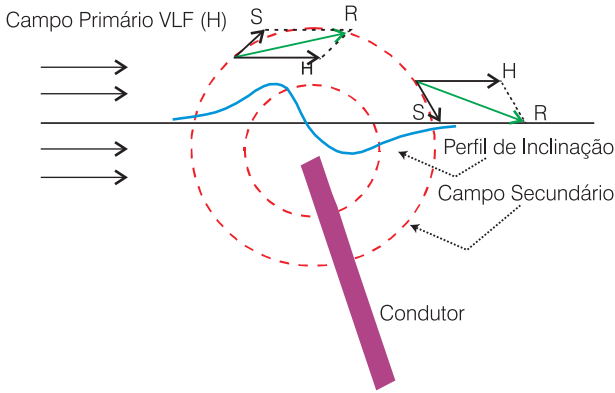


Figura 4.2.39 - Inclinação do campo total.

Em condutores verticais tais como  $C_2$ , na figura 4.2.38, dispostos perpendicularmente à direção de propagação das ondas eletromagnéticas irradiadas a partir da emissora, devido a relações geométricas, não surgirão correntes elétricas induzidas nem, conseqüentemente, campo secundário. Assim, não haverá anomalias de inclinação do campo total o qual permanece horizontal e igual ao campo primário.

Do acima exposto, conclui-se que só as fraturas paralelas à direção de propagação das ondas de rádio podem ser detectadas pelo VLF. Considerando, entretanto, o grande número de estações de baixa frequência existentes e sua distribuição na superfície do globo, é sempre possível selecionar uma fonte emissora que seja adequada à situação local.

Uma outra maneira de avaliar a anomalia devida a um corpo condutivo, é medir a intensidade do campo resultante, expressando-a sob a forma de um percentual do campo primário. É procedimento habitual a medição das duas componentes temporais do vetor campo resultante, ou seja, a componente em fase com o campo primário (também chamada de componente real) e a componente exibindo uma diferença de fase de  $\pi/2$  radianos em relação ao campo primário (também chamada de componente imaginária). A figura 4.2.40 ilustra este procedimento.

Os dados de campo podem, neste caso, ser apresentados sob a forma de perfis constituídos de duas curvas, sendo uma delas a variação da componente real e sendo a outra a variação da componente imaginária. A razão entre as duas componentes, incluindo os respectivos sinais, é importante na interpretação, fornecendo informações sobre a natureza e espessura do recobrimento, bem como sobre alguns atributos da fratura detectada.

**Aquisição dos Dados**

Uma das características do método VLF é a facilidade e praticidade da sua utilização. Uma única pessoa é capaz de operar o equipamento e realizar o perfil (figura 4.2.41). Comparada a outros métodos,

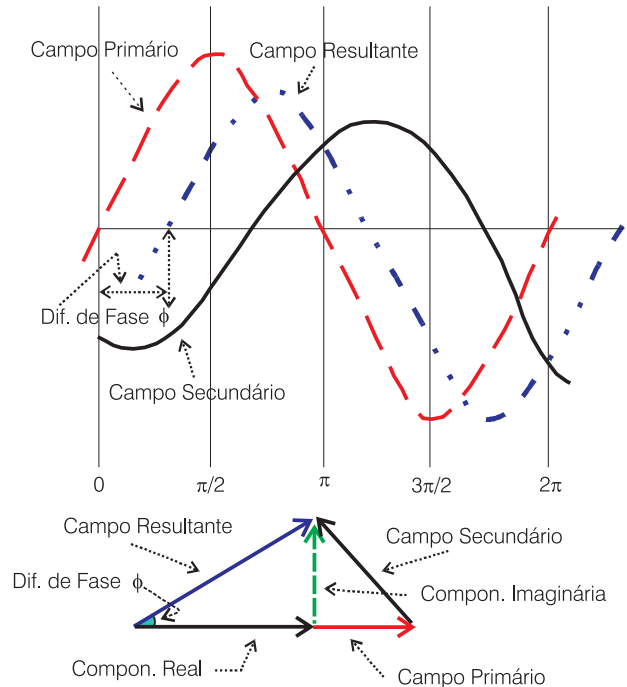


Figura 4.2.40 - Componentes do vetor campo resultante.

a execução de um perfil VLF é extremamente rápida, em 40 minutos é possível percorrer 1 km, ao passo que, a exemplo da eletroresistividade, 1 km de perfil consome quase um dia todo de trabalho, dependendo do espaçamento das estações de medições. O processamento das informações também é rápido, o próprio equipamento, em sua tela de cristal líquido, fornece uma idéia das anomalias encontradas ao longo do perfil, porém, o recomendado é ter um notebook, para o qual são transferidos todos os dados e a análise é feita de forma mais refinada. Apesar da simplicidade de manuseio do equipamento, o método requer uma série de cuidados essenciais, descritos a seguir, que devem ser observados, para que os resultados obtidos não sejam apenas ruídos, ou sinais, que nada têm a ver com as condições geológicas locais.

**O Posicionamento do Perfil** - como mostrado na teoria, os corpos tabulares a serem investigados devem estar alinhados com a estação emissora, caso contrário nenhuma anomalia será detectada. É admitida uma variação de 20°, para um lado ou para outro. Na prática, a determinação correta da posição do perfil é feita posicionando-se na direção que se pretende realizar o caminhamento e se faz a sintonia da estação VLF mais adequada. Uma vez sintonizada a estação, gira-se lentamente 90°, é indiferente se no sentido horário ou anti-horário. Completado o giro, a intensidade do sinal tem que ser mínima. Demetrio (2002) analisou possíveis variações de posicionamento quando não se consegue realizar um perfil na direção indicada pela intensidade do sinal.



Figura 4.2.41 - Utilização do VLF no campo.

**Intensidade do Sinal Primário no Local da Investigação** - outra observação importante, que o operador deve fazer, no momento da realização dos perfis VLF, é a intensidade do sinal do campo primário, que não deve ser inferior a 10 e superior a 50. Tanto a intensidade do sinal quanto o posicionamento do perfil devem ser conferidos algumas vezes ao longo do perfil.

**Cercas e Rede de Energia** - toda rede de energia interfere no perfil VLF. As redes monofásicas interferem menos do que as trifásicas, mas ambas interferem. A figura 4.2.42. mostra um perfil VLF, que cruzou perpendicularmente uma rede de energia elétrica. Percebe-se que entre as estações 110 e 210 m, as informações obtidas refletem apenas os efeitos da indução da corrente elétrica da linha de transmissão.

As cercas de arame também podem interferir nos resultados. Uma cerca que cruza perpendicularmente um perfil VLF, com apenas dois fios de arame, interfere nos resultados do perfil. Com relação a cercas dispostas paralelamente à direção do perfil, não foi percebida qualquer influência, mas, por precaução, é recomendado um afastamento de pelo menos 5 metros, entre o perfil e a cerca. Portanto, deve-se evitar a realização de perfis VLF que cruzem cercas de arame e fios elétricos.

**Repetição do Perfil** - como o método é rápido, é fortemente recomendado repetir o perfil, para se ter absoluta certeza de que as medições foram feitas de forma correta. O perfil de repetição deve ser feito no sentido oposto ao do perfil inicial. A comparação dos dois perfis deve ter diferenças mínimas.

**Interpretação**

Os equipamentos VLF, em geral, medem a razão entre as intensidades dos campos horizontais e verticais em relação ao campo primário, na superfície do terreno. Essa relação é, então, expressa em porcentagem, sendo, portanto, os gráficos do tipo % versus distância.

Há duas maneiras de analisar um perfil VLF, utilizando os dados obtidos diretamente do equipamento sem tratamento ou após uma filtragem. A vantagem de filtrar os dados é que o perfil fica mais fácil de ser interpretado, por isso, praticamente só se trabalha com os dados filtrados. Dois filtros são bastante utilizados, o filtro Fraser (1969) e o Karous & Hjelt (1983), sendo este último mais utilizado na atualidade, pois, além de facilitar a análise da curva, permite elaborar pseudo-seção vertical de densidade de corrente, indicando as zonas mais condutivas do subsolo.

Na figura 4.2.43, é apresentada uma comparação entre os resultados de um perfil VLF utilizando o filtro Karous & Hjelt e o mesmo perfil com os dados brutos sem filtragem. O filtro aplicado utiliza como princípio a determinação da densidade de corrente equivalente que produziria resultados idênticos aos obtidos em campo.

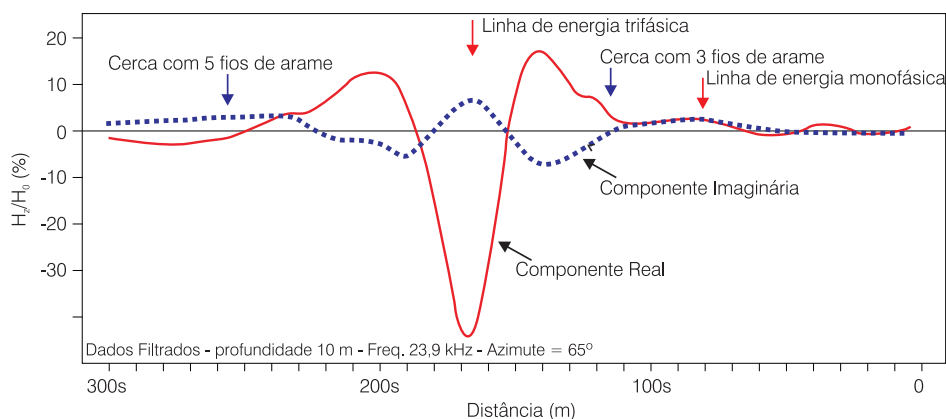


Figura 4.2.42 - Efeito de linha de energia em um perfil VLF.

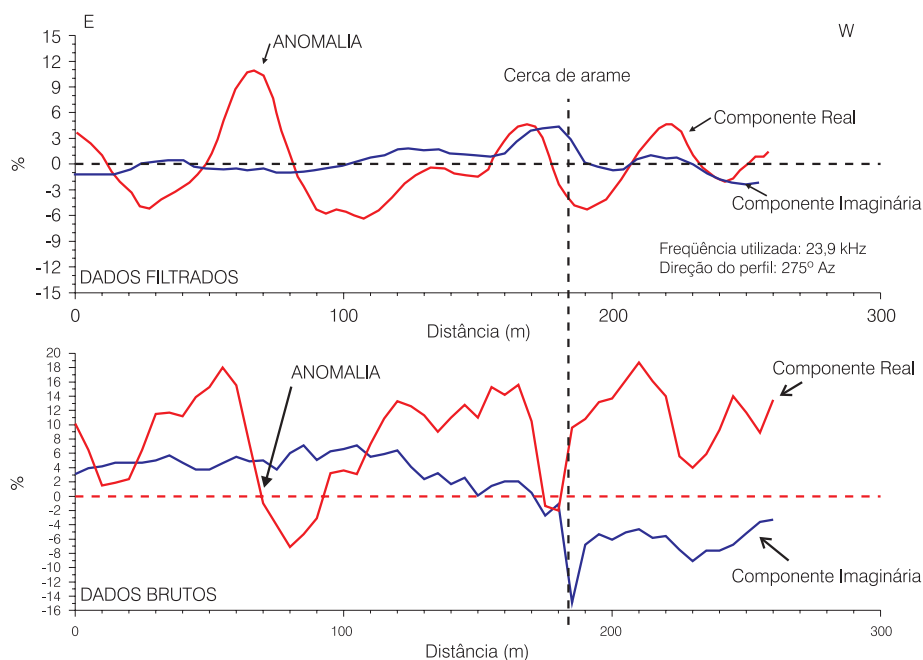


Figura 4.2.43 - Comparação de perfis VLF com os dados filtrados (filtro Karous & Hjelt) e dados brutos.

Na prática, a aplicação do filtro Karous & Hjelt é feita de forma bastante simples. Na verdade, não passa de uma média ponderada onde um valor filtrado é calculado com a seguinte expressão:

$$F_0 = -0,102H_{-3} + 0,059H_{-2} - 0,561H_{-1} + 0,561H_1 - 0,059H_2 + 0,102H_3$$

sendo,  $F_0$  o valor filtrado e  $H_{-3}$  até  $H_3$  os dados brutos do equipamento VLF.

Na comparação dos dois gráficos da figura 4.2.43, a anomalia no gráfico dos dados brutos é quando a componente real cruza a linha do zero, enquanto que no gráfico dos dados filtrados apresenta-se na forma de um pico, ficando bem mais evidente a sua ocorrência. Outra vantagem do filtro é que é possível elaborar pseudo-seções verticais.

Finalizando, vale ressaltar que o método VLF não dispensa as atividades complementares de fotogeologia e geologia de campo.

#### 4.2.4 Levantamentos Aerogeofísicos

Os levantamentos aerogeofísicos tiveram um grande impulso no Brasil nos anos 70. Eles ocorreram pela necessidade de reconhecimento de um território muito grande e pela demanda de recursos minerais que as altas taxas de crescimento da economia requeriam na época. Nas regiões de terrenos cristalinos, os maiores alvos foram os minerais metálicos e os minerais radioativos, e nas áreas sedimentares, o alvo foi o petróleo. Os métodos mais empregados foram a magnetometria aérea e a gama-espectrometria aérea. Os parâmetros de levantamento mais usados foram 1 a 2 km de espaçamento entre as linhas de vôo e 150 metros de

altura, nos terrenos cristalinos, e 2 a 4 km de espaçamento e 300 metros de altura, nos terrenos sedimentares, indicando os seus objetivos de reconhecimento (CPRM, 1994). Levantamentos de eletromagnetometria aérea têm sido executados há muitas décadas por empresas mineradoras e são restritos a regiões geológicas com uma clara vocação para minerais metálicos.

As referências ao uso de levantamentos de magnetometria e eletromagnetometria aérea em trabalhos de hidrogeologia não são muito frequentes. Na maioria dos casos de que se tem conhecimento, esse uso teve objetivos secundários. Por outro lado, merecem atenção dos hidrogeólogos os benefícios que os levantamentos existentes podem fornecer, tais como a identificação de alinhamentos e estruturas tectônicas regionais, em levantamentos de magnetometria, e de alinhamentos eletricamente condutivos, em eletromagnetometria aérea. Recentemente, um convênio de cooperação Brasil-Canadá realizou levantamentos conjuntos de magnetometria e eletromagnetometria aérea de detalhe em três áreas de testes para o estudo de aquíferos fraturados na região Nordeste (LASA S.A., 2001). Os resultados desses levantamentos ainda estão sendo avaliados.

#### Planejamento e Aquisição

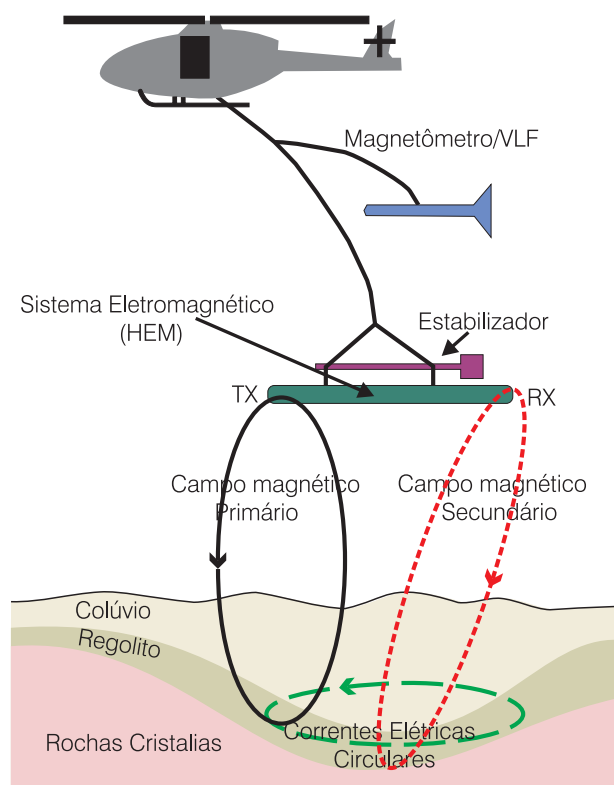
Os conceitos e métodos de levantamento são os mesmo descritos nos itens Magnetometria, Eletromagnético no Domínio da Frequência e Eletromagnético no Domínio do Tempo.

No entanto, na geofísica aérea, a complexidade e a tecnologia de amostragem, de registro, de controle e de monitoramento são muito maiores, sendo fundamental a escolha do tipo de plataforma, se asa fixa (avião) ou asa

móvel (helicóptero). A parametrização do levantamento é uma etapa fundamental que implica a escolha da direção, espaçamento das linhas e altura do vô. Nessa fase de planejamento, os objetivos do levantamento e as dimensões do alvo são informações imprescindíveis. Outro aspecto importante é o posicionamento horizontal e vertical, atualmente muito facilitado pelo uso do sistema de posicionamento global (GPS).

Os levantamentos são executados em linhas de vô preferencialmente orientadas transversalmente à direção das estruturas que constituem alvos geológicos. Linhas de controle são levantadas em posição ortogonal às linhas de produção. Elas servem para correções e ajustes, evitando desnivelamentos. Essas linhas são executadas com espaçamentos que variam de 5 a 10 vezes os espaçamentos das linhas de produção.

Os equipamentos de aquisição de magnetometria aérea consistem de um magnetômetro transportado pela aeronave, um magnetômetro fixo na base, para monitorar as variações temporais do campo geomagnético, e o sistema de registros. O magnetômetro é transportado a uma distância segura da aeronave, para evitar o efeito da carcaça metálica desta última nas medições. Os levantamentos de eletromagnetometria aérea exigem sistemas mais complexos, que incluem o reboque, pela aeronave, do sistema de bobinas transmissoras e receptoras. A figura 4.2.44 apresenta esquematicamente um sistema de aquisição por helicóptero no domínio da frequência (HEM).



**Figura 4.2.44** - Esquema simplificado de levantamento eletromagnético no domínio da frequência com helicóptero (adaptado de Steensma & Kellet, 2000).

Os sistemas aerogeofísicos disponíveis comercialmente para levantamentos de eletromagnetometria aérea são, segundo MacNae & Raiche (2002):

- helicóptero (domínio do tempo): *Hoistem, Them, Explorhem, Flairtem, Aerotem*;
- helicóptero (domínio da frequência): *Dighem, Hummingbird, UTS, Aerodat, High Sense*;
- avião (domínio do tempo): *Geotem, Magatem, Questem, Tempest, Spectrem*;
- avião (domínio da frequência): *GSF-99, GSF-95, Midas 750, Tridem*.

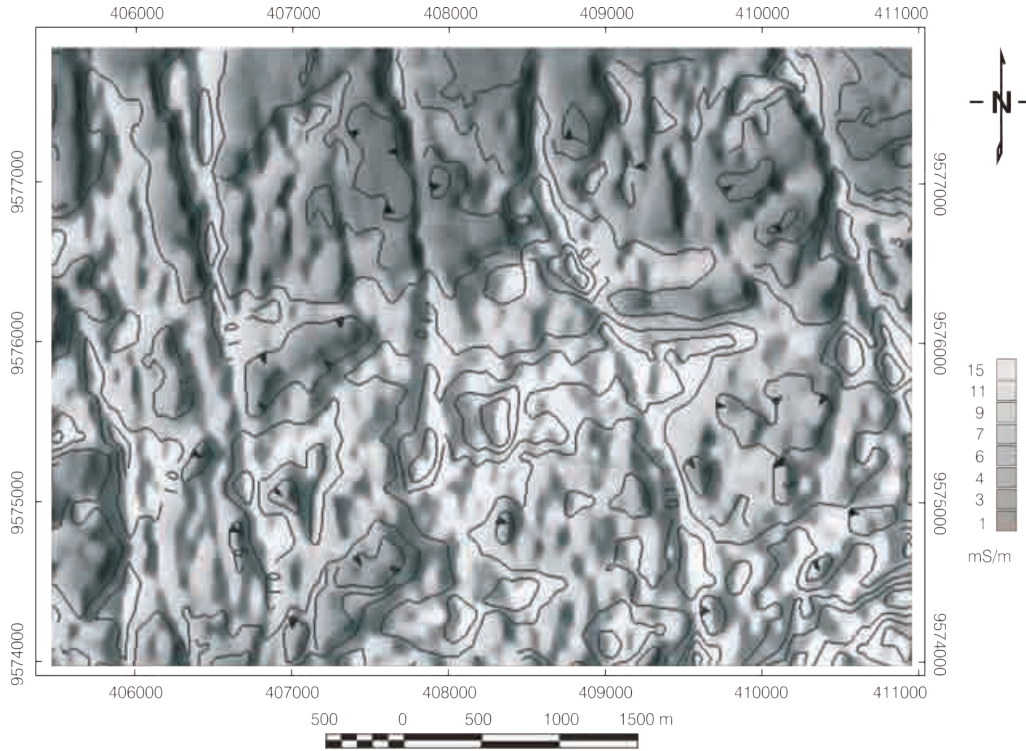
### Redução e Apresentação dos Dados

Nos levantamentos de magnetometria aérea, mede-se a componente total do campo magnético da Terra. Para a apresentação e interpretação dos dados, é importante a retirada do campo geomagnético de referência (IGRF - *International Geomagnetic Reference Field*). Só assim é possível a geração do campo magnético anômalo residual.

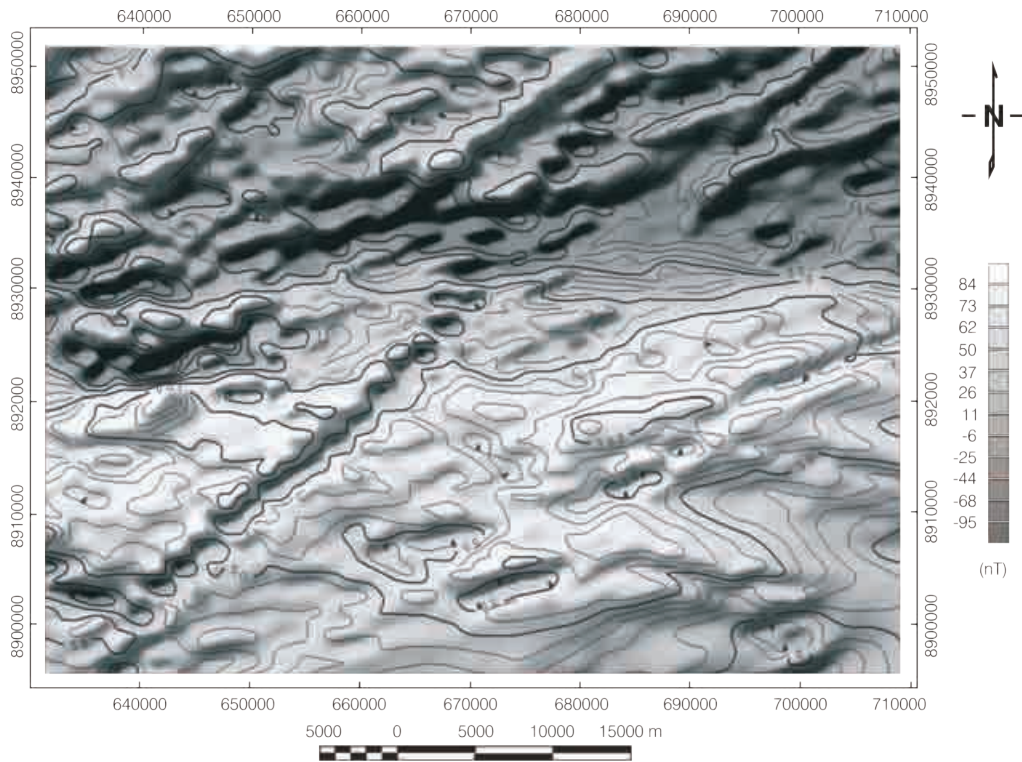
Nos levantamentos de eletromagnetometria aérea no domínio da frequência, mede-se a intensidade ou a fase do campo eletromagnético secundário. No domínio do tempo, mede-se a diminuição com o tempo, do gradiente da intensidade de um campo magnético secundário. Esses levantamentos são acompanhados de uma série de procedimentos que incluem o controle da amostragem, ensaios e testes de consistência, remoção da deriva instrumental, remoção dos ruídos produzidos por flutuações atmosféricas naturais do campo eletromagnético com frequências entre 1 e 10<sup>5</sup> Hz, relacionados com relâmpagos, e remoção de ruídos artificiais (Valleau, 2000).

Após a redução, os dados são, inicialmente, interpolados para a sua apresentação espacial, em um processo em que se determina o valor de uma função em um ponto interno de um intervalo, a partir dos valores dessa função nas fronteiras desse intervalo. Esse procedimento é executado com o objetivo de transformar dados discretos em um mapa de registro contínuo, mais adequado à interpretação. Após a interpolação, os dados são filtrados com o objetivo de manter as componentes com significado geológico e eliminar os ruídos espúrios, tais como alinhamentos segundo as linhas de vô, relacionados com a distribuição dos erros de interseção entre perfis de produção e de controle. São também eliminados os ruídos de alta frequência. Ao final dessa etapa, os dados estarão prontos para serem interpretados e apresentados em mapas na escala compatível com o levantamento.

Nas figuras 4.2.45 e 4.2.46, são apresentados dois exemplos de produtos referentes a levantamentos aerogeofísicos realizados pelo Serviço Geológico do Brasil.



**Figura 4.2.45** - Detalhe do mapa de condutividade elétrica aparente sombreada da área piloto de Juá, Irauçuba-CE, apresentando eixos condutivos N-S. O levantamento eletromagnético foi realizado com helicóptero no domínio da frequência, em linhas espaçadas de 100 m e sensor a 30 m do solo. A condutividade foi calculada a partir da frequência de 4.500 Hz (LASA S.A., 2001).



**Figura 4.2.46** - Detalhe do mapa de magnetometria aérea sombreada do Projeto Aerogeofísico Baixo São Francisco na região oeste do Estado de Alagoas. O levantamento foi realizado com avião, em linhas espaçadas de 2 km e sensor a 150 m do solo (ENCAL S.A; DNPM; CPRM, 1978). Observa-se um proeminente alinhamento NE-SW, relacionado com uma zona de fratura da crosta, produzida pela intrusão de diques básicos mesozóicos. Os dados originais foram reprocessados pela CPRM em maio/2002.

### 4.2.5 Quantificação em Geofísica

A bem da clareza dos conceitos que serão aqui discutidos, torna-se importante elucidar melhor o significado do termo **modelo**, em geofísica, o qual é utilizado pelos especialistas em duas acepções distintas, a seguir explicitadas.

- Hipótese sobre a estrutura e a distribuição espacial dos parâmetros físicos de um sistema geológico natural. O termo é utilizado nessa acepção, por exemplo, quando falamos **modelo gravimétrico** ou **modelo geoeletrico** (ao longo deste capítulo utilizou-se mais freqüentemente o termo corte geoeletrico). Neste último, para exemplificar, estamos nos referindo a uma hipótese de estratificação elétrica em que se propõe um certo número de camadas elétricas com suas espessuras e resistividades.
- Em outra acepção, o termo **modelo** é comumente utilizado quando nos referimos a duas categorias distintas de programas de computador, abaixo discriminadas:
  - (i) programas capazes de simular teoricamente a obtenção de medições físicas em presença de uma dada hipótese de estrutura e distribuição espacial dos parâmetros físicos de um sistema geológico natural. Trata-se, em última análise, de se determinar a resposta fornecida por um meio físico conhecido, a um estímulo que lhe seja provocado. Programas dessa categoria são chamados de **modelos de resolução do problema direto**. O que caracteriza o problema direto portanto, tomando-se a resistividade como exemplo, é a obtenção de uma curva teórica de sondagem elétrica vertical, a partir de um dado corte geoeletrico. Aqui, o estímulo provocado é a imposição de um campo elétrico artificial e a resposta é a SEV; e
  - (ii) programas capazes de gerar uma hipótese de estrutura e distribuição espacial dos parâmetros físicos de um sistema geológico natural, a partir de uma resposta conhecida desse sistema a um dado estímulo. Trata-se, em última análise, de se determinar um modelo físico do subsolo a partir das medições efetuadas sobre o mesmo, o que significa um procedimento inverso em relação ao anterior. Em decorrência dessa característica, programas dessa categoria são chamados de **modelos de resolução do problema inverso** ou, mais simplesmente, **modelos de inversão**. O que caracteriza o problema inverso, portanto, tomando-se ainda a resistividade como exemplo, é a obtenção de um corte geoeletrico a partir de uma dada curva teórica de sondagem elétrica vertical.

Na figura 4.2.47, procura-se enfatizar as características essenciais do **Problema Direto** e da **Inversão**, que devem ser levadas em conta na utilização dos respectivos modelos nos procedimentos de interpretação. Foi utilizado o método de eletrorresistividade como exemplo, por se tratar de um método muito difundido entre os profissionais de água subterrânea.

O Problema Direto é unívoco, ou seja, admite apenas uma solução. Isso significa dizer que, dado um corte geoeletrico, um modelo de resolução do problema direto calcula uma e somente uma curva de sondagem elétrica, sem ambigüidades.

O Problema Inverso, por outro lado, é plurívoco, admite múltiplas soluções. Isso significa dizer que, dada uma curva de sondagem elétrica, um modelo de inversão gera um corte geoeletrico que constitui uma dentre inúmeras possibilidades de solução. Como a interpretação consiste, em última análise, em obter um modelo geológico realista a partir das medições geofísicas, a ambigüidade que caracteriza a inversão constitui, sem dúvida, o grande desafio com que se defrontam os profissionais que utilizam esta metodologia.

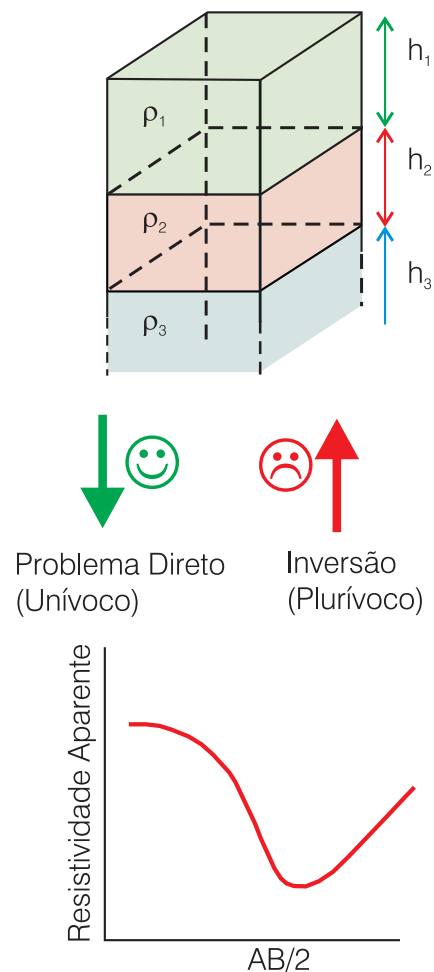


Figura 4.2.47 - Problema direto e problema inverso.



## Conceituação Matemática Elementar do Problema Direto

Admitamos que um determinado modelo geofísico (modelo geoelétrico, modelo gravimétrico etc.) possa ser representado por uma função do tipo mostrado abaixo.

$$y = ax + b \quad (4.2.58)$$

No problema direto, os parâmetros **a** e **b** são constantes e conhecidos, o que torna possível o conhecimento da variável dependente **y** para um determinado **x**. A tabela 4.2.7 apresenta o significado dos parâmetros **a** e **b** e das variáveis **x** e **y**, tomando-se a eletroresistividade como exemplo.

## Conceituação Matemática Elementar do Problema Inverso

Admitamos que um determinado modelo geofísico (modelo geoelétrico, modelo gravimétrico etc.) possa ser, mais uma vez, representado pela mesma função mostrada na equação (4.2.58).

No problema inverso, os parâmetros constantes **a** e **b** não são conhecidos. Eles constituem, portanto, a incógnita do problema, uma vez que agora **y** é que é conhecido para um determinado **x**. Tomando-se mais uma vez a eletroresistividade como exemplo, o significado dos parâmetros **a** e **b** e das variáveis **x** e **y**, é o mesmo mostrado na tabela 4.2.7.

## Procedimentos de Modelagem

O que se chama comumente de modelagem, em geofísica, é o ajuste de curvas teóricas às curvas de campo, visando à obtenção de um modelo geológico que seja o mais possível realista. A modelagem pode ser realizada com o auxílio de **Modelos de Resolução do Problema Direto** ou de **Modelos de Inversão**.

O procedimento de modelagem pelo método direto segue um roteiro simples denominado tentativa e erro. Parte-se, inicialmente, de um modelo geofísico (modelo gravimétrico, modelo geoelétrico etc.), considerado

verossímil, isto é, um modelo com valores dos parâmetros **a** e **b** considerados realistas. A resposta **y** desse modelo a um estímulo **x**, é calculada por meio de um computador e comparada aos dados de campo. Se ela não se ajustar satisfatoriamente a esses dados, o intérprete modifica convenientemente os parâmetros do modelo inicial e faz o computador gerar uma nova resposta, a qual é novamente comparada aos dados de campo. O processo continua até que se obtenha uma resposta que o intérprete considere satisfatoriamente ajustada a esses dados. O modelo geofísico que gerou a resposta satisfatória é, então, considerado como uma interpretação compatível com os dados de campo, dentre inúmeras outras interpretações que são possíveis em decorrência dos princípios da Equivalência e da Supressão e por efeitos de anisotropia. Fica evidente que algum conhecimento da geometria do alvo e de algumas das suas propriedades, tais como densidade, susceptibilidade magnética, resistividade elétrica etc, será fundamental para a obtenção de uma boa modelagem.

As técnicas de modelagem inversa, por sua vez, constituem um tema complexo na análise de dados geofísicos (West & Baley, 1987; Menke, 1989). Formalmente, é necessário se ter uma idéia da dimensão do conjunto de dados e dos parâmetros do modelo geofísico que se espera como solução. Se este é simples, de tal forma que o número de parâmetros que o caracteriza é menor que o número de dados, ele é dito sobredeterminado (*overdetermined*). Utiliza-se, então, um método de melhor ajuste (*best fit*). Caso contrário, o modelo é dito subdeterminado (*underdetermined*). Nessa situação, o modelador necessitará decidir qual modelo geofísico deverá ser aceito como solução, dentre um grande número daqueles que satisfazem aos dados (West & Baley, 1987). Novamente aqui, os conhecimentos geológicos disponíveis *a priori* são importantes para a obtenção de bons resultados.

## Modelos de Inversão - O Papel do Intérprete

Uma das premissas básicas para o uso de técnicas de quantificação é o conhecimento dos procedimentos matemáticos envolvidos no processamento dos dados, bem como um bom conhecimento da teoria e das limitações do método utilizado.

O avanço das técnicas computacionais vem permitindo a criação de programas de inversão cada vez mais eficientes e automáticos, minimizando consideravelmente a intervenção do intérprete. Atualmente, quase todos os sistemas modernos de aquisição de dados geofísicos incluem, em sua comercialização, um programa de computador para interpretação quantitativa. Esta facilidade, entretanto, deve ser encarada com cautela. Pelo fato de constituírem

Parâmetros e Variáveis	Significado
Parâmetros a e b	Número de camadas, espessuras e resistividades.
Variável x	Campo elétrico artificial imposto.
Variável y	Distribuição de potenciais elétricos na superfície, gerados pelo campo elétrico imposto e geralmente expressos como resistividades aparentes.

Tabela 4.2.7 - Conceituação matemática do problema direto.

modernos e atraentes instrumentos automáticos de interpretação física das medições, os modelos de inversão podem ter – e freqüentemente isso acontece – sua validade excessivamente extrapolada pelos menos avisados. Embora já existam programas que aceitam informações geológicas disponíveis, fazendo diminuir a ambigüidade dos resultados, deve ser enfatizado que seu maior mérito reside sempre na interpretação física das medições. Uma vez obtida essa interpretação, sua tradução em termos geológicos realistas transcende de muito a frieza e a impessoalidade dos procedimentos automáticos digitais, requerendo, forçosamente, a decisiva intervenção do intérprete.

Em hidrogeologia, os programas de inversão mais conhecidos são aqueles para interpretação de sondagens elétricas. São, geralmente, fáceis de usar e a implementação da técnica pode ser compreendida sem muita dificuldade. Além disso, são obtidos a baixo custo ou mesmo gratuitamente com pesquisadores de universidades. Comercialmente, um dos mais conhecidos no Brasil é o RESIX-IP da INTERPEX.

Mais complicadas são as técnicas de modelagem de dados de pseudo-seções de resistividade elétrica.

Comercialmente, os programas mais conhecidos no Brasil são o RESIX-2DI da INTERPEX e o RES2DINV. Eles permitem a inversão de dados 2D de resistividade elétrica, usando uma rotina de elementos finitos (Rijo, 1977) e métodos rápidos de inversão por mínimos quadrados (Loke & Barker, 1995). O resultado são seções quantificadas de resistividades e profundidades, a partir das quais, o intérprete pode construir modelos geológicos e inferir possibilidades hidrogeológicas, tais como a existência de fraturas com água e de coberturas saturadas. Apesar de permitirem uma implementação da técnica com relativa facilidade, é importante ter bastante cuidado, caso contrário os resultados podem ser duvidosos ou extremamente incoerentes.

De um modo geral, a experiência recomenda que os procedimentos de quantificação só devem ser executados quando o pesquisador tiver boas informações geológicas, conhecer os conceitos básicos da técnica aplicada e tiver um bom modelo de interpretação qualitativa, que permita dar consistência ao resultado da quantificação. Em suma, embora os modelos analíticos automáticos de inversão tenham refinado e otimizado a interpretação física das medições, a passagem desta última para a interpretação geológica quantitativa não pode prescindir de procedimentos calcados em fatos concretos. Com este pensamento em mente, não se pode evitar a tentação de concluir essas linhas repetindo as palavras de Louis Cagniard (1951), autor de importantes contribuições no campo da interpretação das sondagens elétricas: *“pour ma part, je préfère ne recourir qu’à un empirisme sans grandeur, mais m’appuyer uniquement sur des constatations de fait”*.

## Referências

- ABEM. Simple, **State-of-the-art water and mineral prospecting instrument, Wadi Instruction Manual**. S.I.]: ed. Bromma; ABEM AB, 1990. 47 p.
- ANGELIM, L. A. A. **Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil: carta geológica/metalogenética previsional**, (Folha SC.24-V-A-III Santa Filomena), Estados de Pernambuco e do Piauí. Brasília: DNPM; CPRM, 1988. 146 p., il., 2 mapas, Escala 1:100.000.
- ANNAN, A. P. **Ground penetrating radar workshop notes**. Mississauga: Sensors & Software Inc., 1992.
- ASTIER, J. L.; PATERSON, N. R. Hydrogeological interest of aeromagnetic maps in crystalline and metamorphic areas. In: EXPLORATION '87 PROCEEDINGS: Applications of Geophysics and Geochemistry. Ontario: Geological Survey, 1987. **Special volume**. [Canadá], 1987. v. 3, p. 732-745.
- BHATTACHARYA, P. K; PATRA, H. P. **Direct Current Geoelectric Sounding**. Amsterdam: Elsevier, 1968. 135 p.
- BRUHAT, G. **Électricité**. 8. ed. Paris: Masson et Cie, 1967.
- CASTRO, D. L.; CASTELO BRANCO, R. M. G. Mapeamento de pluma contaminante de hidrocarbonetos a partir de seções GPR em um posto de abastecimento em Fortaleza - Ceará. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE BRAZILIAN GEOPHYSICAL SOCIETY, 7., 2001, Salvador. **Expanded Abstracts...** Salvador, 2001. 1 CD-ROM. GPR: Geophysical Applications
- CEIA, M.; CARRASQUILLA, A.; TRAVASSOS, J. Levantamentos de GPR em afloramentos turbidíticos da Bacia de Almada - BA. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE BRAZILIAN GEOPHYSICAL SOCIETY, 7., 2001, Salvador. **Expanded abstracts...** Salvador, 2001. 1 CD-ROM. GPR: Geophysical Applications
- COMPAGNIE GÉNÉRALE DE GÉOPHYSIQUE. **Abaques de sondage électrique**. 2. éd. rev. The Hague: European Association of Exploration Geophysicists, 1963.
- COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **Catálogo geral de produtos e serviços: geologia, levantamentos aerogeofísicos: base de dados AERO**. Rio de Janeiro: Diretoria de Geologia e Recursos Hídricos, 1994. 136 p.
- COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **Projeto Baixo São Francisco, levantamento aeromagnetométrico e aerogamaespectrométrico: relatório final**. Rio de Janeiro: CPRM; DNPM, 1978. Texto e Anexos; Convênio: ENCAL S. A.; DNPM; CPRM.
- COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **Projeto Aerogeofísico Água Subterrânea no**

**Nordeste do Brasil, Blocos Juá (CE), Samambaia (PE) e Serrinha (RN):** relatório final do levantamento e processamento dos dados magnetométricos e eletromagnetométricos e seleção das anomalias eletromagnéticas. Brasília: CPRM, 2001. 3 v., 3 CD-ROM

DAVIS, J. L.; ANNAN, A. P. Ground penetrating radar for high resolution mapping of soil and rock stratigraphy. **Geophysical Prospecting**, v. 37, p. 531-535, 1989.

DEMETRIO, J. G. A.; LIRA, H. M. P. Importância do posicionamento dos perfis de VLF na pesquisa de água subterrânea em terrenos cristalino do semi-árido do Brasil. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 32., 2002, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: ABAS, 2002. CD-ROM.

DOBRIN, M.B. **Introduction to geophysical prospecting**. 3. ed. USA: McGraw-Hill Book Company, 1976. 630 p.

DUPRAT, A.; SIMLER, L.; UNGEMACH, P. Contribution de la prospection électrique a la recherche des caractéristiques hydrodynamiques d'un Milieu Aquifère. **Terres et Eaux**, [França], v. 23, n.62, [s.d.].

FEITOSA, E. C. **Cachoeirinha-PE:** caracterização de zonas fendilhadas no cristalino através do método geofísico de eletroresistividade. Recife: COMPESA, 1996. Relatório Inédito.

\_\_\_\_\_. Avaliação qualitativa da transmissividade de aquíferos pelo método geofísico de resistividade. In: SIMPÓSIO DE GEOLOGIA DO NORDESTE, 7., 1975, Fortaleza. **Resumos ...** Fortaleza: [s.n.], 1975. p. 56.

\_\_\_\_\_. **Contribuição à interpretação qualitativa dos diagramas de sondagem elétrica.** Recife: Sudene/DD, 1969. (Série Hidrogeologia, 25).

\_\_\_\_\_. **Geofísica aplicada à hidrogeologia.** Recife: UFPE/CGT, 1997. Notas de Aula.

\_\_\_\_\_. **Investigação estrutural da porção ocidental da Bacia Potiguar/RN através de sondagens elétricas.** São Paulo:[s.n.], 1978. IPT: São Paulo, Relatório Inédito.

\_\_\_\_\_. Transmissividade hidráulica *versus* resistência transversal: pesquisa experimental. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 1., 1980, Recife. **Resumos...** Recife: ABAS, 1980.

FIGUEIREDO, I. **Investigação magnetotelúrica nas serras do sudeste brasileiro (RJ/MG):** uma proposta de modelo crustal. 1997. 163 f. Tese (Doutorado) - Observatório Nacional-CNPQ, Rio de Janeiro, 1997.

FITTERMAN, D. V.; STEWART, M. T. Transient electromagnetic sounding for groundwater. **Geophysics**, v. 51, n. 4, p. 995-1005, Apr. 1986.

FONTES, S. L. et al. Geophysical investigation of major structural controls on groundwater distribution, north of

São Raimundo Nonato, Piauí state. In: CONGRESSO INTERNACIONAL DA SOCIEDADE BRASILEIRA DE GEOFÍSICA, 5., 1997, São Paulo. **Expanded abstracts...** São Paulo: [s.n.], 1997. v. 2, p. 766-769.

FRASER, D. C. Contouring of VLF-EM data. **Geophysics**, v. 34, n. 6, p. 958-967, 1969.

FRISCHKNECHT, F. C.; KELLER, G. V. **Electrical methods in geophysical prospecting**. 2. ed. London: Oxford Pergamon, 1970. 517p.

GEONICS. **Operating instructions**. Ontario:[s.n.], 1998.

KAROUS, M.; HJELT, S. E. Linear filtering of VLF dip-angle measurements. **Geophysical Prospecting**, v. 31, p. 782-794, 1983.

KREYSZIG, E. **Matemática superior**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, 1969. v. 1

KUNETZ, G. **Principles of direct current resistivity prospecting**. Berlim: Gebruder Borntraeger, 1966. 103 p.

LASFARGUES, P. **Prospection électrique par courants continus**. Paris: Masson et Cie., 1957. 290p.

LIRA, H. M. P. **O efeito elétrico das argilas nos meios porosos:** contribuição ao estudo da correlação resistência elétrica transversal x transmissividade hidráulica. 2001. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2001.

LOKE, M. H.; BARKER, R. D. Least-square deconvolution of apparent resistivity pseudosection. **Geophysics**, [S.l.] v. 60, n. 6, p.1682-1690, 1995.

LUIZ, J. G.; SILVA, L. M. C. **Geofísica de prospecção**. 1. ed. Belém: Universidade Federal do Pará; CEJUP, 1995. v. 1

MACNAE, J.; RAICHE, A. **A practical course on electromagnetic for the geophysicist and geologist**. Belo Horizonte: AMIRA International Limit., 2002. 1 CD-ROM.

MCNEILL, J. D. Advances in electromagnetic methods for groundwater studies. In: EXPLORATION '87 PROCEEDINGS: applications of geophysics and geochemistry, 1987, Ontario. **Special volume**. Ontario, Canada: Geological Survey, 1987. v. 3, p. 678-702.

MCNEILL, J. D. **Eletromagnetic terrain conductivity measurement at low induction numbers**. [S.l.]: GEONICS, 1980. Technical Note TN-6

MEJU, M. A. et.al. Regional aquifer mapping using VES-TEM-AMT/EMAP methods in the semiarid eastern margin of Parnaíba Basin, Brazil. **Geophysics**, v. 64, n. 2, p. 337-356, 1999.

MEJU, M. A. et.al. Geoelectrical and magnetic

- profiling for fracture-zone aquifers in a crystalline basement terrain in Piauí state, Northeast Brazil. In: CONGRESSO INTERNACIONAL DA SOCIEDADE BRASILEIRA DE GEOFÍSICA, 5., 1997, São Paulo. **Expanded abstracts...** São Paulo: [s.n.], 1997. v. 1, p. 441-444.
- MENKE, W. **Geophysical data analysis: discrete inverse theory.** [S.l.]: Ed. Academic Press, 1989. 289 p.
- MONTEIRO, A. C.; COSTA, R. G. S. Levantamento geofísico no depósito de lixo de Bangu na zona oeste da cidade do Rio de Janeiro. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE BRAZILIAN GEOPHYSICAL SOCIETY, 7., 2001, Salvador. **Expanded abstracts...** Salvador: SBGf, 2001. 1 CD-ROM. Environmental Geophysics.
- NABIGHIAN, M. N. Quasi-static transient response of a conducting half-space: an approximate representation. **Geophysics**, v. 44, p. 1700-1705, 1979.
- NETTLETON, L. L. **Elementary gravity and magnetism for geologists and seismologists.** Tulsa: Society of Exploration Geophysicists, 1973. 121 p. (Monograph Series, 1)
- OLIVEIRA, R. G. **Levantamento gravimétrico da área sedimentar da região metropolitana do Recife: Projeto SINGRE.** Recife: CPRM ; FIDEM, 1994. 38 p. (Série Cartografia Temática, 2)
- ORELLANA, E. **Prospección geoelectrica en corriente continua.** Madrid: Paraninfo, 1972. 523 p.
- \_\_\_\_\_. Propiedades de medios estratificados aplicadas a la prospección geoelectrica: primera parte. **Revista de Geofísica**, Madrid, n. 94, 1965.
- \_\_\_\_\_. Propiedades de medios estratificados aplicadas a la prospección geoelectrica: segunda Parte. **Revista de Geofísica**, Madrid, n. 95, 1965.
- ORELLANA, E.; MOONEY, H. M. **Master tables and curves for vertical electrical sounding over layered structures.** Madrid: Interciência, 1966.
- PATNODE, H. W.; WYLLIE, M. R. J. The Presence of conductive solids in reservoir rocks as a factor in electric log interpretation. **Petroleum transactions, USA**, v. 189, 1950.
- PATTEN, E. P.; BENNETT, G. D. Application of electrical and radioactive well logging to ground-water hydrology. **U. S. Geological Survey, Water Supply Paper**, Washington, n. 1544-D, 1963.
- PHILLIPS, W. J.; Richards, W. E. A study of effectiveness of the VLF method for the location of narrow-mineralised fault zones. **Geoexploration**, 13, p. 215-226, 1975.
- POLDINI, E. **La prospección eléctrica du sous-sol.** Lausanne: F. Rouge & C<sup>ie</sup>, 1947.
- POPINI, V. F. M. **Processamento de dados de GPR utilizando métodos da sismica de reflexão.** 2001. 69 p. Dissertação (Mestrado) - Instituto de Geociências, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2001.
- PURCELL, Edward M. Curso de física de Berkeley. In: **ELETRICIDADE e Magnetismo.** São Paulo: Ed. Edgard Blücher, 1970. v. 2.
- RIJKSWATERSTAAT THE NETHERLANDS: Standard graphs for resistivity prospecting. Netherlands: European Association of Exploration Geophysicists, 1969.
- RIJO, L. **Modelling of electric and electromagnetic data.** 1977. Thesis (PhD) - University of Utah, Michigan, 1977.
- SÁ, N. C.; BLITZKOW D. Uma tentativa de homogeneizar os dados gravimétricos existentes no Brasil. **Revista Brasileira de Geofísica**, v. 4, p. 73-77, 1986.
- SCHLUMBERGER WELL SURVEYING CORPORATION. **Introduction to Schlumberger Well Logging.** USA: [s.n.], 1962. (Schlumberger Document Number 8)
- SHARMA, P. V. **Geophysical methods in geology.** 2. ed. New York: Elsevier Science Publishing, 1986. 442 p.
- SILVA, C. C. N. Imageamento com GPR de fraturas em aquíferos fissurais: o caso de Equador/RN. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE BRAZILIAN GEOPHYSICAL SOCIETY, 7., 2001, Salvador. **Expanded abstracts....** Salvador: [s.n.], 2001. 1 CD-ROM. GPR: Geophysical Applications
- STEENSMA, G.; KELLETT, R. **Short course: applications of geophysics in groundwater studies.** Natal: Komex International ; Geological Survey of Canada, 2000.
- TELFORD, W. M. et al. **Applied geophysics.** Cambridge: Ed. Cambridge Un. Press, 1976. 860 p.
- VALLEAU, N. C. HEM. Data processing: a practical overview. **Exploration Geophysics**, v. 31, p. 584-594, 2000.
- VAN NOSTRAND, R. G.; COOK, K. L. Interpretation of resistivity data. **U. S. Geological Survey Professional Paper**, Washington, n. 499, 1966.
- VITORELLO, I.; PADILHA, A. L. Perfis de resistividade AMT: contribuição ao conhecimento estrutural da borda sudeste da Bacia do Parnaíba. **Revista Brasileira de Geociências**, São Paulo, v. 23, n. 1, p. 81-91, mar. 1993.
- WEST, G. F.; BAILEY, R. C. Inverse Method in geophysical exploration. In: GARLAND, G.D. **Proceedings of Exploration '87.** 3. ed. Ontário: Ontario Geological Survey, 1989. p. 191-212 (Special Report, v. 3).

## Capítulo 4.3

## MÉTODOS ISOTÓPICOS

Marlúcia Freitas Santiago  
Horst Frischkorn  
Carla M. S. Vidal Silva

## 4.3.1 Introdução

Uma das importantes contribuições da ciência moderna para o conhecimento das reservas hídricas é o desenvolvimento de técnicas nucleares aplicadas para medir a concentração dos isótopos ambientais nas águas. Estas técnicas, juntamente com dados convencionais, permitem obter informações que não são acessíveis por outros métodos ou são difíceis de serem obtidas. Elas se aplicam aos recursos hídricos superficiais e subterrâneos e às interações entre estes.

É grande a contribuição dos isótopos ambientais, mas é também importante o uso dos isótopos como traçadores artificiais em Hidrologia. Este capítulo restringe-se aos isótopos do oxigênio ( $^{18}\text{O}$ ), do hidrogênio ( $^2\text{H}$  ou D - deutério e  $^3\text{H}$  - trítio) e do carbono ( $^{13}\text{C}$  e  $^{14}\text{C}$ ). O  $^3\text{H}$  e o  $^{14}\text{C}$  são isótopos radioativos e os demais estáveis. Para uma exposição mais completa dos métodos e isótopos ambientais usados, recomendam-se o livro *Environmental Isotopes in Hydrogeology* (Clark & Fritz, 1997) e as publicações da Agência Internacional de Energia Atômica - IAEA (IAEA, 1995; 1981), que patrocina mundialmente trabalhos com isótopos. Para usar os resultados das medidas isotópicas é necessário, no entanto, conhecer definições e princípios básicos, assim como suas possíveis contribuições. Por isso, este capítulo começa com conceitos básicos, para que o iniciante nesta técnica possa adquirir o alicerce que permita obter todas as informações que estes dados possam dar.

## 4.3.2 Fundamentos Teóricos e Definições

## Nomenclatura

Os núclídeos são usualmente representados por:



onde, **X** é o símbolo químico, **Z** é o número de prótons, **N** é o número de nêutrons, **A = Z + N** é o número de massa.

Entretanto, esta nomenclatura é redundante. Porque bastam o símbolo químico e o número de massa, **A**, para designar uma espécie nuclear, pois permitem identificar **Z** e **N**.

São chamados de **isótopos** os núclídeos com mesmo número de prótons e diferentes números de massa (*isos* = igual; *topos* = lugar, na tabela dos elementos químicos). Os isótopos podem ser divididos em estáveis e instáveis ou radioativos. São conhecidos cerca de 270 núclídeos estáveis e mais de 1.700 instáveis, como podemos observar na tabela dos núclídeos.

São chamados de **isótonos** os núclídeos com o mesmo número de nêutrons e diferentes números de prótons (*isos* = igual; *tonos* = pressão nuclear exercida pelos nêutrons sobre os prótons para compactá-los).

São chamados de **isóbaros** os núclídeos com o mesmo número de massa e diferentes números de prótons e nêutrons (*isos* = igual; *baros* = massa).

## 4.3.3 Isótopos Estáveis

Isótopo estável é aquele que nunca se transforma em outro por decaimento radioativo. Eles (ou melhor, a razão isotópica deles) são excelentes traçadores para acompanhar a água no ciclo hidrológico, a partir da formação das chuvas, durante sua permanência em superfície e na infiltração, até chegar aos aquíferos, pois os diversos estágios do ciclo imprimem neles as suas marcas.

## Abundâncias

Na natureza, os isótopos de um elemento sempre se apresentam nas mesmas proporções, o que é conhecido como Regra das Proporções Constantes. Consideramos, por exemplo, as abundâncias relativas dos isótopos do magnésio.

$$^{24}\text{Mg} : ^{25}\text{Mg} : ^{26}\text{Mg} = 78,70 : 10,13 : 11,17 (\%)$$

Os isótopos  $^{23}\text{Mg}$ ,  $^{27}\text{Mg}$ , e  $^{28}\text{Mg}$  também são conhecidos, porém são instáveis, com meia-vida curta. Em muitos elementos predomina um dos

isótopos, e os outros aparecem somente como traços. É o caso dos elementos formadores da água, hidrogênio e oxigênio, cujos isótopos aparecem nas seguintes proporções:

$${}^1\text{H} : {}^2\text{H} \text{ (ou D)} : {}^3\text{H} \text{ (ou T)} = 99,984 : 0,016 : \approx 10^{-16} \text{ (\%)} \\ \text{(em águas jovens)}$$

$${}^1\text{H} : {}^2\text{H} \text{ (ou D)} : {}^3\text{H} \text{ (ou T)} = 99,984 : 0,016 \text{ (\%)} \\ \text{(em águas velhas)}$$

$${}^{16}\text{O} : {}^{17}\text{O} : {}^{18}\text{O} = 99,759 : 0,037 : 0,204 \text{ (\%)}$$

Desprezando os isótopos  ${}^{17}\text{O}$  e  ${}^3\text{H}$  e usando D (deutério) em lugar de  ${}^2\text{H}$ , a água é composta das seguintes moléculas:



As proporções médias (realizadas em água do mar) das principais moléculas são:

$$\text{H}_2{}^{16}\text{O} : \text{HD}^{16}\text{O} : \text{H}_2{}^{18}\text{O} \\ 997.640 : 320 : 2.040$$

Porém, em águas de origem diversa (plantas, chuva, lagos etc.), estes valores variam (ferindo a Regra de Proporções Constantes). Para as moléculas mais pesadas as faixas são:

$$\text{HD}^{16}\text{O} : 180 \text{ a } 340 \text{ ppm} \\ \text{H}_2{}^{18}\text{O} : 1.900 \text{ a } 2.040 \text{ ppm}$$

### Razão Isotópica

A variação das abundâncias dos isótopos estáveis decorre, principalmente, da água sofrer processos físicos de mudança de fase, como evaporação e condensação. Processos químicos, biológicos ou de troca produzem menores variações.

Para descrever tais influências, define-se a razão isotópica, **R**, como a relação entre o número de átomos do isótopo 1 ( $N_1$ ) (e. g.  ${}^{18}\text{O}$ ) em relação ao número de átomos do isótopo 2 ( $N_2$ ) (e.g.  ${}^{16}\text{O}$ )

$$R = \frac{N_1}{N_2} \quad (4.3.1)$$

Para as águas, as razões para o D e para o  ${}^{18}\text{O}$  são, respectivamente:

$$R\left(\frac{\text{D}}{\text{H}}\right) = \frac{0,016}{99,984} = 0,00016002 \approx 0,00016 = R\left(\frac{\text{D}}{\text{H}+\text{D}}\right)$$

$$R\left(\frac{{}^{18}\text{O}}{{}^{16}\text{O}}\right) = \frac{0,204}{99,759} = 0,0020449$$

$$\approx 0,00204 = R\left(\frac{{}^{18}\text{O}}{{}^{18}\text{O} + {}^{17}\text{O} + {}^{16}\text{O}}\right)$$

É importante observar que estas razões,  ${}^{18}\text{O}/{}^{16}\text{O}$  e D/H, são numericamente iguais à concentração de  ${}^{18}\text{O}$

no oxigênio e de D no hidrogênio, respectivamente. Por isso, valem para estas razões isotópicas todas as regras de cálculo para concentração.

### 4.3.4 Oxigênio-18 e Deutério

O  ${}^{18}\text{O}$  e o D são os isótopos estáveis mais pesados do oxigênio e do hidrogênio. São traçadores perfeitos, pois não “acompanham” a água, como acontece com um corante, mas são constituintes da própria água, tendo as mesmas propriedades químicas da água “comum”. A abundância relativa destes isótopos na água varia levemente em função de sua história no ciclo hidrológico.

#### Valor $\delta$

As abundâncias de isótopos estáveis são medidas por espectrometria de massa. Porém, a determinação precisa da razão isotópica, **R**, é de grande dificuldade. Por isso, prefere-se medir o enriquecimento ou empobrecimento de um isótopo em uma amostra em relação a um padrão. Seja **R** a razão isotópica da amostra (por exemplo,  ${}^{18}\text{O}/{}^{16}\text{O}$  ou D/H) e **R<sub>0</sub>** a do padrão. Então se define:

$$\delta = \frac{R - R_0}{R_0} = \frac{R}{R_0} - 1$$

Como, normalmente,  $\delta$  é da ordem de 0,001, expressa-se o seu valor em **delta por mil**:

$$\delta \text{ ‰} = \left(\frac{R}{R_0} - 1\right) \cdot 10^3 \quad (4.3.2)$$

Erros típicos (em termos de  $2\sigma$ ) nas medidas de  ${}^{18}\text{O}$  e de D são da seguinte ordem:

$$\Delta\delta \text{ } {}^{18}\text{O} = \pm 0,15 \text{ ‰}$$

$$\Delta\delta \text{ D} = \pm 1,0 \text{ ‰}$$

Constata-se, ainda, que na mistura de duas águas com valores  $\delta_1$  e  $\delta_2$ , o valor da mistura,  $\delta_3$ , é a média ponderada das contribuições:

$$\delta_3 = (a\delta_1 + b\delta_2)/(a + b) \quad (4.3.3)$$

#### Padrões

O primeiro padrão usado internacionalmente foi **água do oceano**, o SMOW (*Standard Mean Ocean Water*), escolhido por Craig (1961a) por serem os oceanos os maiores reservatórios de água. Portanto, sua composição isotópica média representa a composição mundial das águas. Atualmente, está em uso o padrão V-SMOW, uma mistura sintética de  $\text{H}_2{}^{16}\text{O}$ ,  $\text{HD}^{16}\text{O}$  e  $\text{H}_2{}^{18}\text{O}$ , imitando o SMOW original. Este padrão é distribuído pela IAEA (Agência Internacional de Energia Atômica) em Viena/Áustria.

Outro padrão, de amostras naturais, utilizado em medidas de  $^{18}\text{O}$  e de  $^{13}\text{C}$ , é o PDB (*Belemnitella* Americana da formação *Peedee* do Cretácio) que é uma belemnita de um calamar pré-histórico.

### Reta Meteórica Mundial

A primeira observação sistemática das concentrações de  $^{18}\text{O}$  e  $^2\text{H}$  em amostras de águas meteóricas foi feita por Craig (1961b), analisando mais de 400 amostras coletadas mundialmente. Ele verificou que estes dois isótopos guardam uma relação simples, chamada de **Reta Meteórica Mundial** (*GMWL - Global Meteoric Water Line*), pois se baseia em amostras de grande variedade de condições climáticas:

$$\delta D = 8 \delta^{18}\text{O} + 10 \quad (4.3.4)$$

Rozanski (1993) determinou uma reta mais precisa:

$$\delta D = 8,17 (\pm 0,07) \delta^{18}\text{O} + 11,27 (\pm 0,65) \text{‰} \quad (\text{VSMOW})$$

Águas que sofreram pequeno grau de evaporação apresentam uma relação linear entre  $\delta D$  e  $\delta^{18}\text{O}$ , mas os parâmetros da reta são diferentes daqueles da reta meteorológica mundial. O coeficiente angular é sempre mais baixo que 8, como visto na figura 4.3.1. Conseqüentemente, em clima seco, onde ocorre evaporação durante a queda da chuva, resulta uma reta meteórica local com inclinação menor que 8.

### Efeito da Evaporação

As moléculas  $\text{H}_2^{16}\text{O}$  são mais leves que as moléculas  $\text{H}_2^{18}\text{O}$  e  $\text{HD}^{16}\text{O}$  e, por isso, evaporam mais facilmente (Kehew, 2001). Estas diferenças fazem com que a água sujeita à evaporação fique enriquecida em moléculas dos tipos  $\text{H}_2^{18}\text{O}$  e  $\text{HD}^{16}\text{O}$  (isotopicamente mais pesada).

Combinando, na evaporação, o balanço de volume, descrito pela fração de água remanescente,  $f = V/V_0$ , com o balanço isotópico, caracterizado pelo quociente das razões isotópicas ( $^{18}\text{O}/^{16}\text{O}$  ou  $\text{D}/\text{H}$ ) na fase líquida e na gasosa,  $\alpha = R_{\text{liq}}/R_{\text{gas}}$  ( $\alpha > 1$ ), deduz-se:

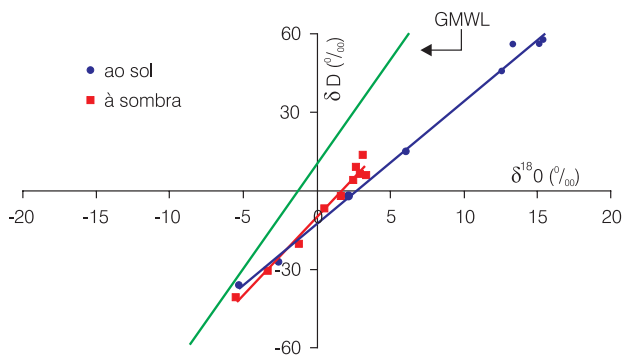


Figura 4.3.1 -  $\delta D$  versus  $\delta^{18}\text{O}$  em amostras de tanque classe A para clima semi-árido (Santiago, 1972).

$$\delta_{\text{liq}} \left( \frac{\text{‰}}{\text{‰}} \right) = (f^{\alpha-1} - 1) \cdot 10^3 \quad (4.3.5)$$

Esta relação descreve o progressivo enriquecimento da água em isótopos pesados quando sujeita à evaporação. Assim, águas que sofreram evaporação são reconhecidas pelo  $\delta$  elevado em relação à água de origem. A figura 4.3.2 ilustra o efeito da evaporação para experiências de tanques evaporimétricos classe A, um à sombra, dentro de um galpão, e o outro ao ar livre, ao sol, demonstrando a forte influência da evaporação sobre a composição isotópica da água, especialmente quando exposta diretamente à insolação.

Em reservatórios vazantes, e.g. açudes com perdas por percolação, estas curvas sofrem um deslocamento horizontal, já que a percolação reduz o volume sem alterar a composição isotópica. Este efeito permite a separação das perdas por evaporação das perdas por percolação (ver item 4.3.7).

### Efeitos que Marcam Águas Meteóricas

A composição isotópica das águas de chuva depende da altitude orográfica, da longitude geográfica, da distância à costa e está sujeita a efeitos de temperatura e de quantidade pluviométrica. Discute-se a seguir estas dependências.

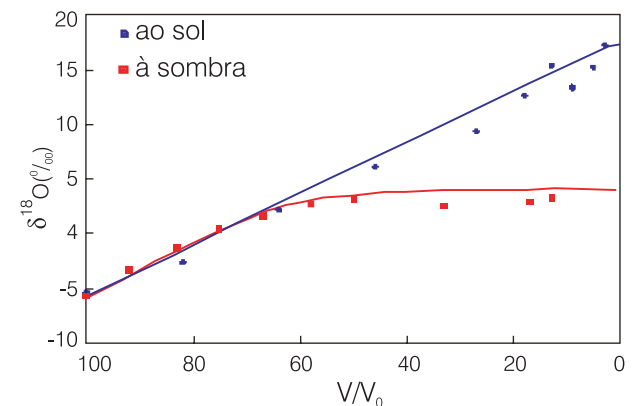
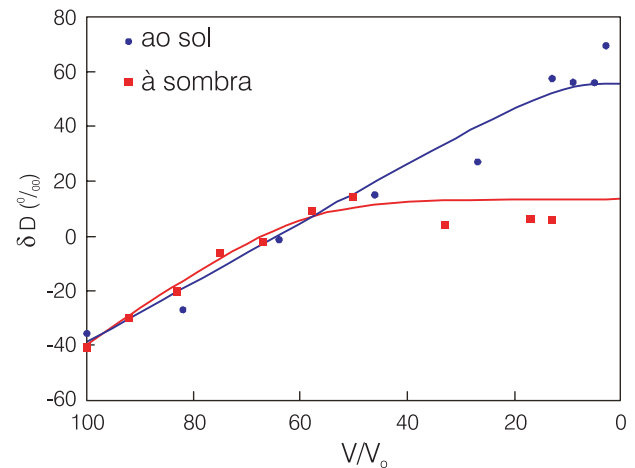


Figura 4.3.2 -  $\delta^{18}\text{O}$  e  $\delta D$  versus fração d'água remanescente na água evaporando em um tanque classe A (Santiago, 1972).

### Efeito de Temperatura

A formação de chuva é um processo de equilíbrio termodinâmico, chamado de processo de Rayleigh. Nele, a separação isotópica é função da temperatura, sendo mais forte a temperaturas baixas.

Dansgaard (1964), analisando chuvas de mais ou menos 40 lugares, com temperaturas médias anuais variando numa faixa de - 50 °C até +25 °C, verificou que as equações:

$$\delta^{18}\text{O} (\text{‰}) = 0,69 \frac{t_a}{\text{°C}} - 13,6 \quad (4.3.6)$$

$$\delta\text{D} (\text{‰}) = 5,6 \frac{t_a}{\text{°C}} - 100 \quad (4.3.7)$$

apresentam boa concordância com os resultados experimentais. Nestas equações, a temperatura média anual é expressa em grau centígrado (°C), ou  $t_a$  (°C). Assim, o efeito da temperatura da atmosfera sobre  $\delta^{18}\text{O}$  e  $\delta\text{D}$  pode ser aproveitado para a determinação da temperatura atmosférica em tempos passados, analisando a composição isotópica de paleoáguas (identificadas por medidas de radiocarbono, ver item Carbono-14 e Trítio, mais adiante).

### Efeito de Quantidade

Durante a condensação, o vapor remanescente fica progressivamente empobrecido em isótopos pesados e, com ele, a água produzida. Assim, a chuva no início de um evento é mais pesada do que no final, e chuvas menos intensas são mais pesadas do que chuvas abundantes (efeito de quantidade). Sob o aspecto isotópico, chuva pesada é aquela que tem valores mais elevados de  $\delta^{18}\text{O}$  e de  $\delta\text{D}$  em oposição ao termo chuva leve que se refere a chuvas com valores de  $\delta^{18}\text{O}$  e de  $\delta\text{D}$  mais baixos.

Em lugares de pequena variação da temperatura, o efeito de quantidade é responsável por até 76% da variação sazonal no valor  $\delta^{18}\text{O}$ . O efeito de quantidade nas chuvas de Fortaleza está exemplificado na figura 4.3.3, através da comparação entre a pluviometria mensal e  $\delta^{18}\text{O}$ .

### Efeito Continental

Durante seu caminho do mar para o interior, massas úmidas perdem água e empobrecem em isótopos pesados. O efeito continental descreve o decréscimo dos valores de  $\delta$  na chuva quando a distância ao mar cresce. A figura 4.3.4 mostra valores de  $\delta^{18}\text{O}$  em quatro localidades do Ceará a diferentes distâncias à costa.

### Efeito de Altitude

A concentração de isótopos pesados numa massa de ar úmido que ascende numa elevação orográfica decresce com a altitude. Para este efeito contribuem

os efeitos de temperatura, quantidade e de evaporação durante a queda das gotas numa atmosfera seca (pseudo-efeito de altitude). Apesar da complexidade do fenômeno, os valores encontrados em diferentes locais e condições mostram a mesma tendência. A figura 4.3.5. mostra o efeito continental sobre as chuvas na Chapada do Araripe, no estado do Ceará.

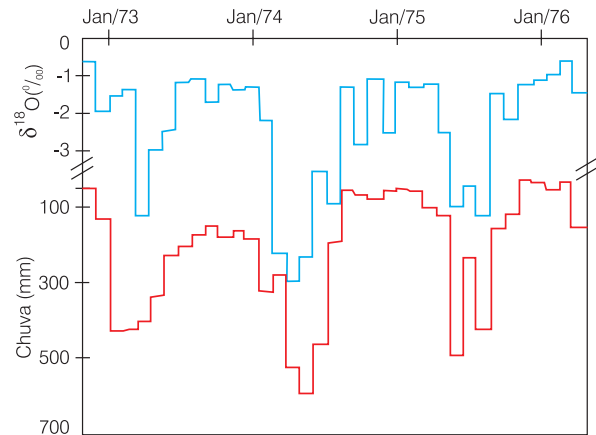


Figura 4.3.3 -  $\delta^{18}\text{O}$  versus precipitação mensal de Fortaleza, construída com dados da IAEA (1979).

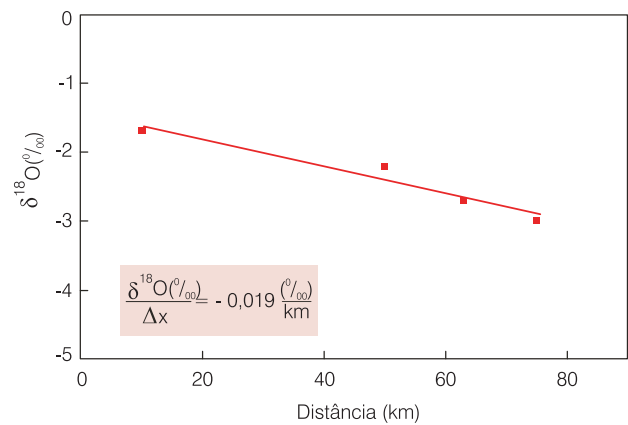


Figura 4.3.4 -  $\delta^{18}\text{O}$  versus distância à costa no Ceará, a partir de Fortaleza (Santiago, 1984).

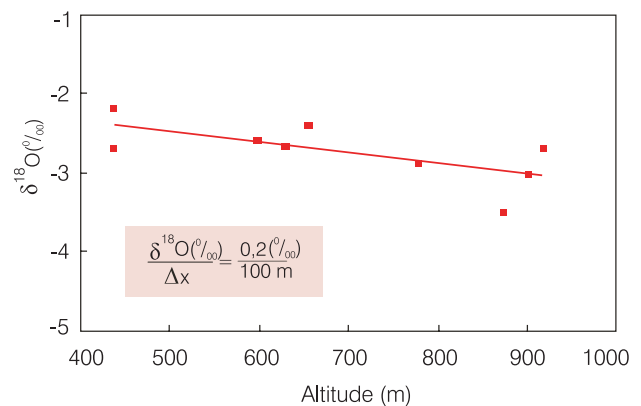


Figura 4.3.5 -  $\delta^{18}\text{O}$  nas chuvas em diferentes altitudes na Chapada do Araripe na região do Cariri, Ceará (Frischkorn *et al.*, 1990).



### 4.3.5 Isótopos Instáveis

Isótopo instável ou radionuclídeo é aquele que em algum tempo vai se transformar em outro, que pode ser estável ou radioativo como ele. Por ser, estatisticamente, relacionado com o tempo, o fenômeno da radioatividade se presta para a determinação do tempo de permanência ou idade de um traçador radioativo no aquífero ou, em outras palavras, serve para fazer a datação da água.

#### Lei do Decaimento Radioativo

A transformação radioativa segue uma lei estatística simples. Quanto maior o número **N** de núcleos radioativos observados, maior a taxa de transformação (dN/dt):

$$dN/dt \sim N \quad \text{ou} \quad dN/dt = -\lambda N$$

onde,  $\lambda$  é chamada de constante de decaimento. A integração fornece:

$$N(t) = N_0 \exp(-\lambda t)$$

onde **N<sub>0</sub>** é o número inicial de núcleos.

Chamando de **atividade, A**, o número de transformações por unidade de tempo, então vale também:

$$A(t) = \lambda N(t) = A_0 \exp(-\lambda t)$$

Definindo a meia-vida,  $T_{1/2}$ , através de:

$$A(T_{1/2}) = A_0/2$$

obtem-se:

$$\lambda = \ln 2 / T_{1/2}$$

Desta maneira, a lei do decaimento radioativo escreve-se como:

$$A(t) = A_0 \exp(-\ln 2 \cdot t/T_{1/2}) \quad (4.3.8)$$

Esta relação é mostrada na figura 4.3.6. Medindo **A/A<sub>0</sub>**, determina-se a "idade" **t** da amostra (datação).

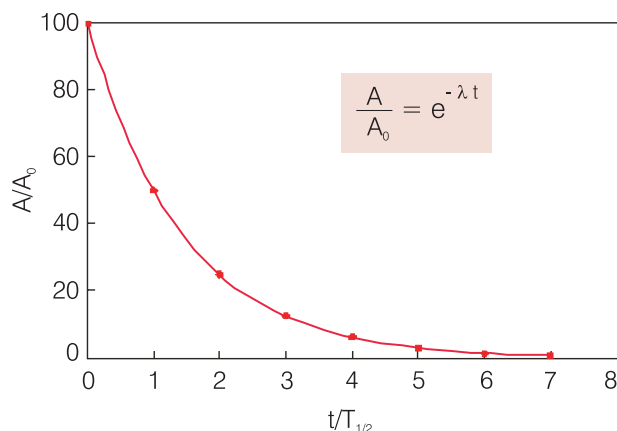
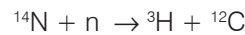
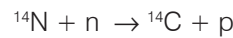


Figura 4.3.6 - Lei de decaimento radioativo.

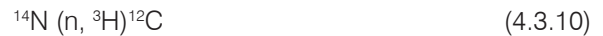
### 4.3.6 Carbono-14 e Trítio

Os isótopos radioativos de carbono e de hidrogênio, <sup>14</sup>C e <sup>3</sup>H (ou T), são amplamente utilizados para datação da água por causa de suas adequadas meias vidas, que definem as faixas acessíveis de datação. Como o <sup>3</sup>H tem uma meia-vida de 12,43 anos, ele é usado para datar amostras na faixa de 0 - 50 anos. O <sup>14</sup>C, que tem uma meia-vida de 5.730 anos, pode ser utilizado para datar amostras na faixa de 500 a 40.000 anos.

Estes dois isótopos ambientais são de origem secundária, como podemos deduzir de suas meias-vidas extremamente pequenas em relação à idade da Terra. Eles são produzidos em reações nucleares de nêutrons (n) da radiação cósmica secundária com o nitrogênio da atmosfera em reações do tipo:

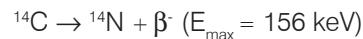


A física nuclear adota um modo diferente de escrever estas reações:

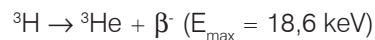


Na equação (4.3.9), nêutrons são absorvidos por <sup>14</sup>N e é produzido <sup>14</sup>C com liberação de prótons e na equação (4.3.10), a absorção de nêutrons por <sup>14</sup>N produz <sup>3</sup>H e <sup>12</sup>C. A primeira reação acontece, de preferência, com nêutrons de baixa energia, a segunda de alta energia.

Estes isótopos são emissores  $\beta^-$ , sofrendo os decaimentos do tipo:



e



O <sup>14</sup>C e o <sup>3</sup>H são medidos através de detecção de radiação  $\beta^-$  emitida. O <sup>14</sup>C na atmosfera fica sob a ação dos processos de produção e de decaimento, atingindo uma condição de equilíbrio, de modo que se mantém constante a quantidade do radioisótopo.

A taxa de produção de <sup>14</sup>C é de aproximadamente 0,25 átomos/cm<sup>2</sup>.s = 15 átomos/cm<sup>2</sup>.min, o que corresponde a um total de cerca de 75 toneladas na Terra e uma concentração <sup>14</sup>C/<sup>12</sup>C de 1,2 x 10<sup>-12</sup>. A quantidade de <sup>3</sup>H natural é de somente alguns kg, com uma concentração <sup>3</sup>H/<sup>1</sup>H de aproximadamente 10<sup>-18</sup>. Apesar da concentração ínfima destes radionuclídeos, sua medida quantitativa é possível através da radiação emitida.

O método de datação de material orgânico por <sup>14</sup>C foi imaginado por Libby (1952) já antes da descoberta de <sup>14</sup>C na natureza. Depois da produção, em laboratório, através da reação (4.3.9), Libby supôs que o mesmo processo deveria ocorrer na alta atmosfera

e calculou que haveria uma produção de  $^{14}\text{C}$  que leva a uma atividade específica (por grama) de 18 dpm (decaimentos por minutos) por grama de carbono em todo material orgânico vivo (i.e, interagindo com o  $\text{CO}_2$  da atmosfera). Quando medida, encontrou-se uma atividade específica de 13,6 dpm por grama de carbono. Foi Münnich (1957) quem aplicou o radiocarbono para águas através da datação dos bicarbonatos nelas dissolvidos.

### Carbono-14 nas Águas Subterrâneas

Embora não fazendo parte das moléculas de água, o carbono, nas suas três espécies isotópicas,  $^{12}\text{C}$ ,  $^{13}\text{C}$  e  $^{14}\text{C}$ , está presente nas águas naturais na forma de bicarbonato e de  $\text{CO}_2$  dissolvido. A concentração percentual (em relação ao material "vivo") de radiocarbono nestas espécies químicas é usada para caracterização de águas subterrâneas e sua datação.

### Datação com Carbono-14

O princípio da datação com  $^{14}\text{C}$  é muito simples para material orgânico. O  $^{14}\text{C}$  produzido se oxida formando  $\text{CO}_2$  e é incorporado nos organismos através da respiração e assimilação. A figura 4.3.7 representa esquematicamente o caminho do  $^{14}\text{C}$ .

Assim, todo material vivo entra em equilíbrio com a atmosfera e fica com a mesma atividade específica  $A_0$ . Quando a amostra deixa de interagir, a partir do momento da morte, a atividade específica cai de acordo com a seguinte equação:

$$A = A_0 e^{-\lambda t}$$

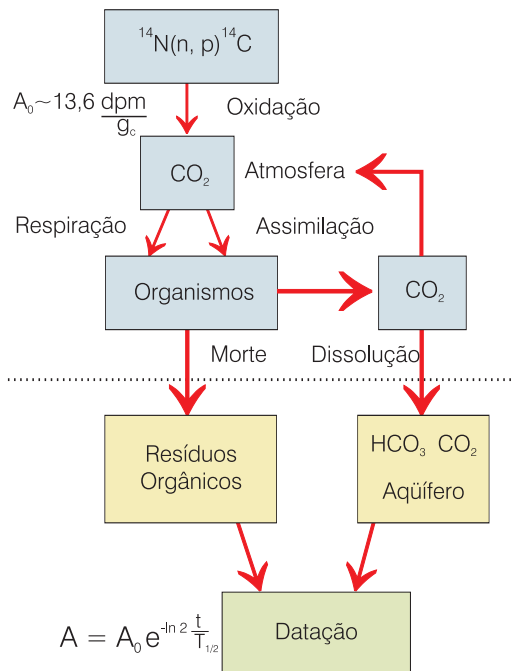


Figura 4.3.7 - Princípio de datação da água subterrânea com  $^{14}\text{C}$ .

O cálculo da idade é feito utilizando a equação a seguir, onde  $\lambda$  é igual a  $0,693/T_{1/2}$ , sendo  $T_{1/2}$  o valor da meia-vida do radioisótopo:

$$t(\text{anos}) = \frac{1}{\lambda} \ln \frac{A_0}{A} = 8.033 \ln \frac{A_0}{A} \quad (4.3.11)$$

Observa-se que, neste caso, é usada  $T_{1/2} = 5.567$  anos, a meia vida convencional, em vez da correta de 5.730 anos (os laboratórios de datação optaram por continuar o cálculo com o valor menos preciso, o convencional, em vez de trocá-lo pelo mais recente, pois esta mudança resultaria em idades que diferem das convencionais por menos que 3%, insignificante considerando as incertezas metodológicas e estatísticas). Idades assim determinadas são chamadas de **convencionais**.

Medindo  $A$ , a atividade do material, e conhecendo  $A_0$ , podemos calcular desde quanto tempo atrás a interação da amostra com a atmosfera foi cortada.

Idades de radiocarbono são citadas com um erro  $\sigma$  obtido da estatística do decaimento radioativo. Depende da idade e da quantidade de material medida. Valores típicos de idade  $\pm$  erro, para 1g de carbono medido, são:

1.000  $\pm$  90 anos, 10.000  $\pm$  200 anos, 40.000  $\pm$  5.000 anos

Os erros aqui dados são "estatísticos". Eles são baseados na incerteza inerente do método devido o caráter probabilístico da radioatividade. Assim, a repetição de uma (correta) contagem de eventos de radioatividade não necessariamente resulta no mesmo número, pois os resultados seguem uma distribuição estatística de Poisson ou de Gauss (para grandes números de contagem). Determina-se, então, o valor médio da contagem por repetição, interpretando-o como o "mais provável", e caracterizando sua incerteza pela largura (desvio padrão,  $\sigma$ ) da distribuição dos resultados individuais. Desta maneira, aproximadamente 68% das repetições caem no intervalo valor médio  $\pm \sigma$ . Constatamos, ainda, que a função logarítmica na equação 4.3.11 resulta em uma assimetria dos erros, sendo o erro positivo maior que o negativo. Despreza-se este detalhamento aqui.

O grande problema na datação é o conhecimento da atividade inicial,  $A_0$ . No caso mais simples, considera-se  $A_0$  independente da idade da amostra, o que é possível se supõe-se que:

- a taxa de produção de  $^{14}\text{C}$  ficou constante durante pelo menos duas vezes a idade máxima detectável de  $50 \cdot 10^3$  anos. Isso significa que ficaram constantes o fluxo da radiação cósmica, o momento dipolo magnético da Terra e a atividade solar;
- ficou constante durante os últimos  $10^5$  anos a distribuição do  $^{14}\text{C}$  nos três reservatórios oceanos, biosfera e atmosfera.

Estes pressupostos são satisfeitos somente com limitações. Por isso, o relógio de  $^{14}\text{C}$  mostra desvios da escala absoluta do tempo, determinada

com a Dendrocronologia (que é a datação através da contagem dos anéis de crescimento de árvores). A correlação entre as escalas com  $^{14}\text{C}$  e com a Dendrocronologia, determinada para os últimos 7.000 anos, mostra que o  $^{14}\text{C}$  acumulou um atraso de 700 anos neste período.

A partir do meio do século retrasado (1850), a queima de combustível fóssil passou a produzir  $\text{CO}_2$  isento de  $^{14}\text{C}$ , dando uma contribuição de 10% ao  $\text{CO}_2$  na atmosfera. O efeito produzido na atmosfera foi de somente 2 - 3% devido à amortização pelos oceanos, que absorvem a maior parte do  $\text{CO}_2$ . Este fenômeno foi descrito pela primeira vez por Suess (1954), passando a ser conhecido como **Efeito Suess**.

Os testes de bombas nucleares na atmosfera, entre 1952 e 1962, poluíram a atmosfera com grande quantidade de  $^{14}\text{C}$  e também com  $^3\text{H}$ , atingindo um máximo em 1964 para  $^{14}\text{C}$  e em 1963 para  $^3\text{H}$ . Desde 1964 (devido à moratória dos testes na atmosfera), a atividade específica de  $^{14}\text{C}$  está caindo continuamente. Mas, para voltar ao mesmo valor anterior aos testes nucleares, vai demorar cerca de 12.000 anos.

Por todos estes motivos, a atividade atual da atmosfera não serve como valor inicial para a datação na faixa de 500 – 50.000 anos. Por isso, usa-se como valor inicial a atividade medida em árvores de 1950 (que é igual à atividade da atmosfera naquele ano), corrigida pelo Efeito de Suess. Assim, a atividade inicial é

$$A_0 = A_0(1950)$$

Para fins práticos, reproduz-se  $A_0(1950)$  a partir de um padrão de ácido oxálico fornecido pela IAEA. Com este padrão, não há necessidade de cada laboratório ter uma madeira padrão de 1950 disponível.

A atividade específica em relação à  $A_0(1950)$  é apresentada em termos de **Porcentagem de Carbono Moderno** (*Percentage of Modern Carbon*):

$$\text{pMC} = \frac{A}{A_0(1950)} \cdot 100\% \text{ moderno} \quad (4.3.12)$$

Então, 100 pMC corresponde à atividade da atmosfera de 1950.

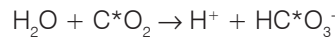
### Modelos de Correção

A aplicação do método do radiocarbono na datação de água tem, em comparação com o material orgânico, uma dificuldade grave: a atividade inicial dos bicarbonatos dissolvidos, em geral, não é igual àquela da atmosfera,  $A_0$ , pois, depende do ambiente hidrogeoquímico na área de recarga e do aquífero. Faz-se necessário determinar um fator (na faixa de 0,5 a 1,0) para correção da atividade inicial.

Os modelos para tal, discutidos a seguir, consideram os diferentes processos de formação dos carbonatos e propõem metodologias diferentes para determinação desta correção.

#### a) Modelo Hidroquímico

Os bicarbonatos dissolvidos nas águas são formados com contribuição do carbono do  $\text{CO}_2$  na atmosfera e na zona não saturada do solo, e, também, de carbono proveniente da dissolução de rochas calcárias. Consideramos os seguintes processos de formação de bicarbonatos:



Nestas equações,  $\text{C}^*$  se refere ao carbono vindo da atmosfera e do  $\text{CO}_2$  do solo. O bicarbonato formado com este carbono tem uma atividade  $A_0$ .

O calcário como rocha sedimentar antiga, não contém mais  $^{14}\text{C}$ . Por isso, o bicarbonato formado por dissolução deste mineral tem atividade nula. Assim, quando há dissolução de calcários, de acordo com a equação (4.3.13), ocorre mistura de 1 mol de carbono proveniente da atmosfera, com atividade  $A_0$ , com 1 mol de carbono antigo proveniente da dissolução de calcários, com atividade  $A = 0$ . O bicarbonato que marca a água de recarga tem, então, a metade da atividade do carbono da atmosfera:

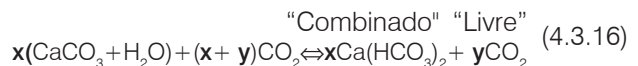
$$A_0^{\text{água}} = \frac{A_0^{\text{CO}_2}}{2} = qA_0^{\text{CO}_2} \quad (4.3.14)$$

onde  $q$  é um fator de correção, neste caso igual a  $\frac{1}{2}$ , indicando que o carbono orgânico e o carbono mineral contribuíram com partes iguais.

Nestas condições, a equação (4.3.14) calcula uma idade da água 5.568 anos menor do que de uma amostra orgânica de mesma atividade:

$$t = 8.033 \ln \frac{qA_0}{A} = 8.033 \ln \frac{A_0}{A} - 5.568 \quad (4.3.15)$$

Infelizmente, o processo hidroquímico de dissolução do carbonato de cálcio no solo e no aquífero não é simples como propõe a equação (4.3.13), pois além do bicarbonato existe  $\text{CO}_2$  dissolvido na água em proporções que não são predetermináveis. Por isso, a equação (4.3.13) deve ser modificada para:



onde,  $y$  é a contribuição do  $\text{CO}_2$  livre e  $x$  do combinado.

Neste caso, a atividade inicial do carbono na água é dada pela **média ponderada** das atividades individuais:

$$A_0^{\text{água}} = \frac{(x + y)A_0^{\text{CO}_2} + xA_0^{\text{CaCO}_3}}{2x + y} \quad (4.3.17)$$

Como em carbonatos antigos, a atividade de  $^{14}\text{C}$  é nula:

$$A_0^{\text{água}} = \frac{(x+y)}{2x+y} A_0^{\text{CO}_2} = q A_0^{\text{CO}_2}$$

e

$$q = \frac{x+y}{2x+y} \quad (4.3.18)$$

A faixa de valores possíveis para o fator de correção é de  $q = 1$ , para ausência de carbonatos ( $x = 0$ ), e  $q = 0,5$ , para  $y = 0$ . As concentrações  $x$  e  $y$  podem ser determinadas medindo em campo, no momento da amostragem, a concentração de  $\text{HCO}_3^-$ , através de titulação com HCl usando metilorange ( $\text{pH} = 4,0$ ) como indicador, e a concentração de  $\text{CO}_2$ , através de titulação com NaOH, usando fenolftaleína como indicador.

### b) Modelo Isotópico

Um outro método para determinar o fator  $q$  consiste em utilizar as medidas do isótopo  $^{13}\text{C}$ , pois sua concentração é diferente para a contribuição orgânica e mineral. Como o  $^{13}\text{C}$  é um isótopo estável, seu enriquecimento é expresso em valor de  $\delta^{13}\text{C}$ , determinado por espectrometria de massa. O valor de  $\delta^{13}\text{C}$  nos bicarbonatos da água é, então, a média ponderada das contribuições (equação 4.3.3):

$$\delta^{13}\text{C}^{\text{água}} = \frac{(x+y)\delta^{13}\text{C}^{\text{CO}_2} + x\delta^{13}\text{C}^{\text{CaCO}_3}}{2x+y}$$

Nas medidas de  $^{13}\text{C}$  é usado como padrão o PDB (calcário mineral da Formação Peedee Belemnite da Carolina do Sul - Estados Unidos). Portanto, em relação a este padrão, vale para o carbonato de cálcio:

$$\delta^{13}\text{C}^{\text{CaCO}_3} = 0$$

e

$$\delta^{13}\text{C}^{\text{água}} = \frac{x+y}{2x+y} \delta^{13}\text{C}^{\text{CO}_2} = q\delta^{13}\text{C}^{\text{CO}_2} \quad (4.3.19)$$

Porém,  $\delta^{13}\text{C}^{\text{CO}_2}$  depende do ciclo de assimilação do carbono nas plantas, que pode ser dos tipos C3 (ciclo tipo Calvin) ou C4 (ciclo Hatch-Slack), que produzem diferentes valores de  $\delta^{13}\text{C}$  no solo. Em clima moderado, com vegetação principalmente C3, considera-se que é igual a -22%. Plantas C4 (entre elas cana de açúcar e gramíneas) produzem valores de -10% a -16%. Assim, medindo a razão isotópica  $\delta^{13}\text{C}$  nos carbonatos dissolvidos na água, pode-se calcular o fator  $q$ . Este procedimento é conhecido como **Método de Pearson** (1965) e, como outros, tem limitações discutidas a seguir:

- a atividade do calcário é considerada nula ( $A^{\text{CaCO}_3} = 0$ ), por causa da idade do calcário. Mas, sabe-se que em clima moderado, com as chuvas do verão, formam-se calcários nas superfícies (Geyh,

1970; Salomons & Mook, 1976). Estes calcários secundários são ricos em  $^{14}\text{C}$  devido à evaporação nos sedimentos porosos e são dissolvidos na época de recarga. Por isso, as idades calculadas com  $A^{\text{CaCO}_3} = 0$  são mais baixas por até 15%;

- o mesmo efeito influi também no valor de  $\delta^{13}\text{C}$ , que nos carbonatos secundários pode ser bem diferente de zero;
- a recarga de um aquífero é feita através da zona não saturada (com água). Portanto, há uma troca isotópica entre o  $\text{CO}_2$  do ar nos poros e o bicarbonato da água nos poros. Esta contribuição é muito difícil de avaliar.

### c) Modelo Exponencial

Geyh & Mairhofer (1970) descrevem um método de estudar aquíferos em equilíbrio (recarga anual igual à descarga) e sem estratificação da água estocada, através do radiocarbono. Neste caso, tem-se de considerar, também, as contribuições "modernas", com elevada atividade devido aos testes nucleares depois da 2ª Guerra Mundial.

Descreve-se a atividade específica de  $^{14}\text{C}$  no aquífero no ano  $n$ ,  $A(n)$ , como mistura de todas as atividades de recarga  $qA_0$ . No aquífero com água com tempo de residência  $t_a$  as atividades são modificadas pela diluição por recargas posteriores descritas pela função exponencial  $e^{-it}$  e pelo decaimento radioativo, com constante  $\lambda$ , em  $i$  anos de permanência no aquífero, descrito pela função exponencial  $e^{-\lambda i}$ .

$$A(n) = \frac{q}{t_a} \sum_{i=0}^{\infty} A_0^{\text{CO}_2} (n-i) e^{-i/t} e^{-\lambda i} \quad (4.3.20)$$

Usando-se a equação (4.3.20) para águas subterrâneas jovens, cuja atividade foi medida durante vários anos, é possível determinar  $q$  e  $t_a$ , adaptando a curva teórica aos valores experimentais.

É possível determinar estes dois parâmetros separadamente, tomando, simultaneamente, medidas de  $^{14}\text{C}$  e de  $^3\text{H}$ , pois, para o  $^3\text{H}$ ,  $q = 1$ . Com o pressuposto que estes dois parâmetros,  $q$  e  $t_a$ , não mudaram significativamente na faixa de datação, pode-se usar este valor de  $q$  também na datação de águas velhas. É importante ressaltar que o tempo de residência  $t_a$  é dado pela razão entre volume do aquífero e a taxa de recarga.

### Trítio Ambiental

O  $^3\text{H}$ , como o  $^{14}\text{C}$ , é produzido na atmosfera através da interação com os raios cósmicos. O  $^3\text{H}$  tem meia vida de 12,43 anos, e sua produção, como também a do  $^{14}\text{C}$ , foi postulada por Libby (1949) e, posteriormente, foi detectado por Grosse *et al.* (1951). Sua medida é feita através da radiação  $\beta^-$  emitida, determinando-se sua concentração através da atividade específica, usando como unidade TU (*tritium unit*), que corresponde a 7,2 desintegrações por minuto para cada quilograma de água.

Em consequência dos testes nucleares, a concentração de  $^3\text{H}$  na atmosfera aumentou em várias ordens de grandeza, quase atingindo  $10^4$  TU no Hemisfério Norte, em 1963. Desde a moratória dos testes em 1964, a atividade da atmosfera vem decaindo, sem alcançar, porém, os níveis naturais devido à emissão continuada por usinas nucleares.

Em princípio, o  $^3\text{H}$  pode ser usado para datação de águas da mesma maneira que o  $^{14}\text{C}$ , porém, devido à meia vida mais curta, o seu uso limita-se a idades até aproximadamente 50 anos. No entanto, a forte variação da atividade atmosférica desde os anos 50 do século passado dificulta a interpretação.

Na prática, o uso do  $^3\text{H}$  natural é limitado à observação da marca que os testes nucleares imprimiram na atmosfera, à aplicação do modelo exponencial (equação 4.3.21, com  $q = 1$ ) e à interpretação qualitativa para detecção de recarga recente.

Atualmente, no Hemisfério Norte, as concentrações de trítio em precipitações são de algumas dezenas de TU (diminuindo para baixas latitudes). Já no Hemisfério Sul, o valor é de algumas TU somente. Considerando que o limite de detecção é, rotineiramente, da ordem de 1 TU, constata-se que o uso do  $^3\text{H}$  ambiental no Brasil é limitado.

Medidas de  $^3\text{H}$  foram usadas por Silva (1992) para determinar, através do modelo exponencial, o tempo de trânsito das águas subterrâneas na Chapada do Araripe (sul do Ceará) que alimentam as fontes na escarpa (figura 4.3.8).

### 4.3.7 Modelos de Interpretação

A entrada do  $^3\text{H}$  atmosférico e do  $^{14}\text{C}$  biosférico através da recarga dos aquíferos significa uma marcação da água com estes traçadores radioativos que, através da lei de decaimento, possuem um relógio embutido. Porém, para a interpretação do sinal temporal é necessário conhecimento prévio sobre o funcionamento dos aquíferos amostrados.

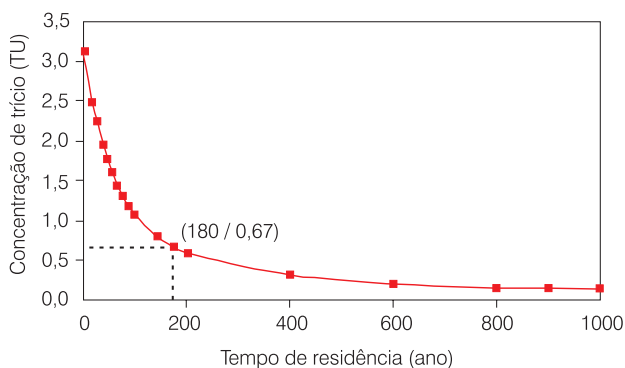


Figura 4.3.8 - Concentração de  $^3\text{H}$  (TU) em função do tempo de residência no aquífero superior da Chapada do Araripe, Ceará. A concentração de 0,67 TU indica um tempo de residência de 180 anos (adaptado de Mendonça, 2001).

Existem dois modelos de interpretação amplamente usados. Num extremo, o modelo de fluxo de pistão, que se baseia em recargas discretizadas no tempo, que se deslocam sem se misturar, e no outro extremo das possibilidades, o modelo exponencial, que parte da mistura de todas as recargas no aquífero. Um modelo celular, proposto por Frischkorn, foi aplicado por Silva (1992) no estudo do aquífero Feira Nova no Cariri-CE. Neste modelo, o aquífero é dividido em pequenos compartimentos interligados por fluxos horizontais e verticais que determinam o balanço de massa em cada célula.

### Modelo de Fluxo de Pistão

Este modelo, ilustrado na figura 4.3.9, se aplica aos aquíferos confinados com área de recarga localizada. A água se desloca no aquífero com velocidade  $v$  sem dispersão longitudinal. De acordo com este modelo, uma amostra de água tomada de um poço a uma distância  $x$  da área de recarga, é a água que entrou no aquífero em um tempo  $x/v$  antes da coleta, chamado de **tempo de trânsito** ou **idade da amostra**. Para usar este modelo, é necessário considerar que:

- as linhas de fluxo têm velocidades iguais;
- a dispersão hidrodinâmica e a difusão molecular são desprezíveis; e
- o traçador se move com a velocidade média da água.

Para usar a equação (4.3.10), é necessário conhecer  $A_0$ , a atividade da atmosfera no momento da recarga. Como o modelo de fluxo de pistão para  $^{14}\text{C}$  é usado somente para amostras bem mais velhas que 50 anos,  $A_0$  é tomado como constante e igual a 100 pMC. Já para  $^3\text{H}$ , aplicado para amostras jovens, a marcação da atmosfera pelos testes nucleares tem que ser considerada, e  $A_0$  é função do ano e da localização geográfica.

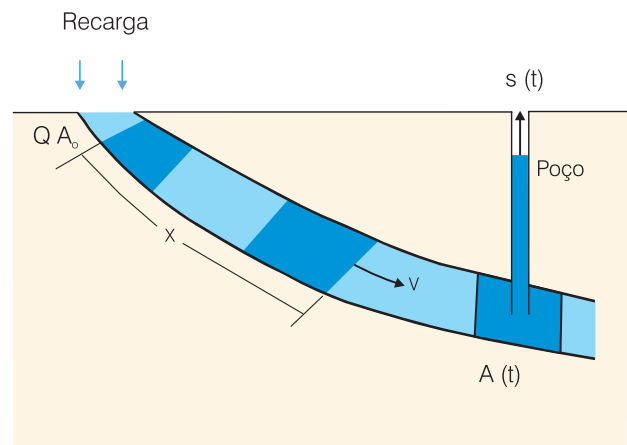


Figura 4.3.9 - Modelo de fluxo de pistão.

### Modelo Exponencial

Este modelo (figura 4.3.10), já mencionado como instrumento na determinação da correção  $q$ , parte do pressuposto de um aquífero em equilíbrio, com recarga anual igual à descarga e sem estratificação. Para seu uso é necessário considerar que:

- a taxa de descarga é igual à taxa de recarga;
- as duas taxas são constantes no tempo;
- a concentração isotópica na descarga é igual à concentração média no reservatório; e
- a única mudança na concentração isotópica no reservatório ocorre por recarga, descarga e decaimento.

Neste caso, o aquífero conserva a **memória** de todas as recargas anteriores, porém, corrigidas pelo decaimento radioativo ( $e^{-\lambda t}$ ) e pela diluição no aquífero, descrita, também, por uma função exponencial  $[(1/t_a)e^{-t/t_a}]$ , que contém como parâmetro característico o tempo de residência,  $t_a$ , dado pela razão entre o volume do aquífero e a taxa de recarga.

$$A(t) = \int_0^{\infty} q A_0(t - \tau) e^{-\lambda \tau} \frac{1}{t_a} e^{-\tau/t_a} d\tau \quad (4.3.21)$$

A equação (4.3.20) discretiza a expressão acima para intervalos anuais. Pelos próprios pressupostos, na aplicação do modelo exponencial, a atividade inicial tem que considerar as fortes influências impostas pelos testes nucleares, tanto para trítio como para  $^{14}\text{C}$ .

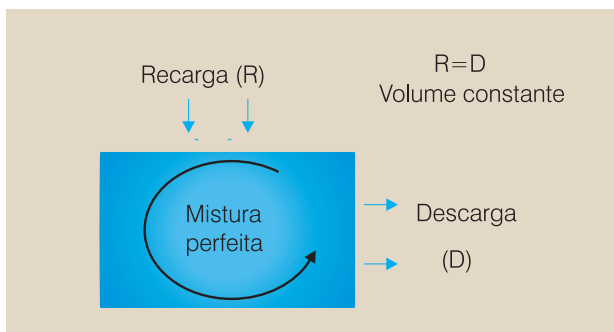


Figura 4.3.10 - Modelo exponencial.

### Modelo de Dispersão

Finalmente, menciona-se um modelo intermediário (figura 4.3.11), no qual a idade das recargas anteriores é mascarada por uma função de dispersão,  $g(\tau)$ , que descreve as contribuições de linhas de fluxo variadas.:

$$A(t) = \int_0^{\infty} q A_0(t - \tau) e^{-\lambda \tau} g(\tau) d\tau \quad (4.3.22)$$

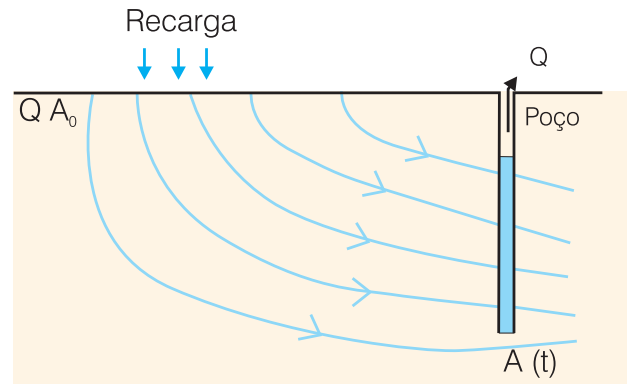


Figura 4.3.11 - Modelo de dispersão.

## 4.3.8 O Uso de Isótopos Ambientais na Hidrogeologia

### Identificação de Diferentes Aquíferos de uma Bacia Sedimentar

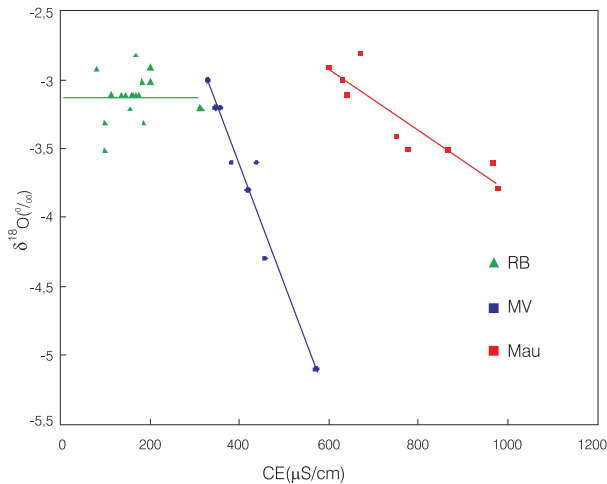
Muitas vezes, as condições de recarga de aquíferos marcam as águas neles armazenadas com uma **impressão isotópica** (em analogia à impressão digital para a identificação de pessoas), que pode servir para caracterizar e identificar estes aquíferos. Especialmente, na área central de bacias sedimentares, a ascensão de paleoáguas (ver item Paleoáguas e Paleoclimas) com idade maior do que 10.000 anos, leva a uma mistura de águas pleistocênicas com águas holocênicas (idade menor que 10.000 anos) que permite identificar as águas de diferentes aquíferos pela impressão isotópica.

Uma situação deste tipo encontra-se na Bacia Sedimentar do Araripe, sul do Ceará, cuja estratigrafia indica a seguinte seqüência de aquíferos em ordem cronológica: Mauriti, Abaiara, Missão Velha e Rio da Batateira. Esses aquíferos podem ser identificados por retas de mistura de águas velhas com águas mais novas (figuras 4.3.12 e 4.3.13). Outra situação semelhante é a do armazenamento de água subterrânea na região de Limoeiro do Norte, onde a relação entre  $\delta^{18}\text{O}$  e a condutividade elétrica separa águas armazenadas nos aluviões, na Formação Açú e no cristalino (Santiago *et al.*, 2001).

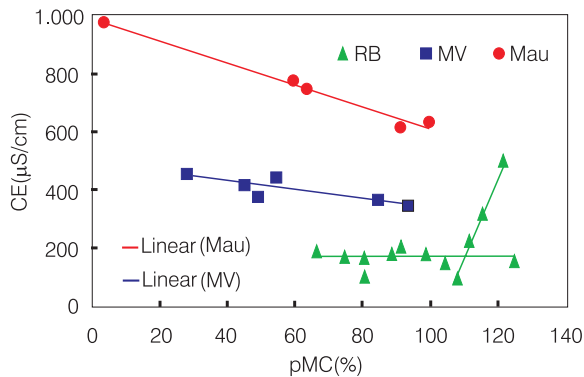
### Identificação de Interação entre Aquíferos

A caracterização das águas de um aquífero pode ser feita utilizando os isótopos  $^{18}\text{O}$  e  $^{14}\text{C}$  associados à condutividade elétrica (CE). Esta metodologia foi aplicada no aquífero Rio da Batateira, na Bacia Sedimentar do Cariri, em amostras d'água coletadas na bateria de poços que abastece o município de Juazeiro do Norte (Silva, 1996).

Como mostra o perfil geológico da figura 4.3.14, os poços estão relativamente próximos, possuem profundidades entre 83 e 200 m e aparentemente exploram apenas o aquífero superior Rio da Batateira.



**Figura 4.3.12** -  $\delta^{18}O$  versus condutividade elétrica na Bacia Sedimentar do Cariri. RB = aquífero Rio da Batateira; MV = aquífero Missão Velha; Mau = aquífero Mauriti (adaptado de Santiago *et al.*, 1997).



**Figura 4.3.13** - pMC versus condutividade elétrica na Bacia Sedimentar do Cariri. RB = aquífero Rio da Batateira; MV = aquífero Missão Velha; Mau = aquífero Mauriti (adaptado de Santiago *et al.*, 1997).

No entanto, a sinopse dos resultados obtidos das análises isotópicas e de **CE**, vista nas curvas sobre o perfil geológico desta figura, constata que estes poços produzem águas diferentes, resultantes de conexões hidráulicas entre os aquíferos superior, Rio da Batateira, e o inferior, Missão Velha.

É possível entender os três parâmetros medidos, em cada um dos poços, como resultado de mistura de águas recentes ( $pMC = 90$  e  $\delta^{18}O = -3,0\text{‰}$ ), pouco mineralizadas ( $CE = 150 \mu S/cm$ ), com águas mais velhas ( $pMC = 10$ ), mais mineralizadas ( $CE = 650 \mu S/cm$ ) e com o  $^{18}O$  ( $\delta^{18}O = -4,3\text{‰}$ ) característico de paleoáguas oriundas de clima mais frio. Isto é, para cada poço, os valores dos parâmetros pMC,  $\delta^{18}O$  e CE são as médias ponderadas das contribuições de água velha e água nova. Por ser uma mistura, estes valores devem satisfazer às retas:

$$CE = a(CE_{\text{água velha}}) + b(CE_{\text{água nova}});$$

$$pMC = a(pMC_{\text{água velha}}) + b(pMC_{\text{água nova}});$$

$$\delta^{18}O = a(\delta^{18}O_{\text{água velha}}) + b(\delta^{18}O_{\text{água nova}});$$

com os mesmos valores de **a** e de **b** e **a + b = 1**.

Desta forma, foi possível quantificar, para cada poço, a contribuição percentual da água ascendente do aquífero Missão Velha para o Rio da Batateira, obtendo-se um quadro detalhado do funcionamento do sistema aquífero na área da bateria. Finalmente, foi constatado que a componente mais velha e também mais mineralizada, por sua vez, certamente já é produto de mistura de águas de formações mais profundas (Abaiara e Mauriti), e os valores entre o máximo e o mínimo são médias ponderadas da mistura.

### Identificação de Interação entre Água Superficial e Subterrânea

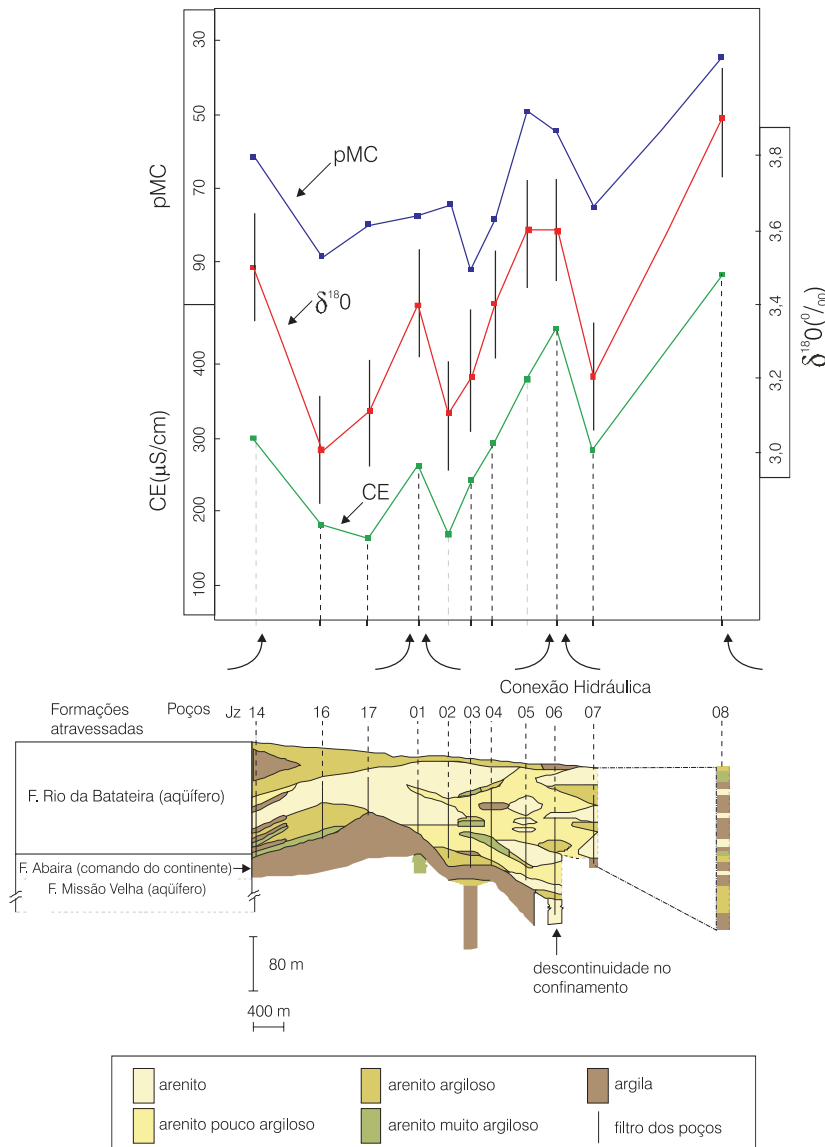
As águas superficiais, expostas à evaporação, exibem valores mais elevados de  $\delta^{18}O$  e  $\delta D$  do que as águas subterrâneas. Esta elevação depende do grau de vaporização sofrido pela água. Especialmente em clima tropical, esta marcação é forte. Em águas de açudes no Nordeste, encontra-se valores de  $\delta^{18}O$  de até  $8\text{‰}$ , muito superior ao valor médio das chuvas regionais que fica em torno de  $-3\text{‰}$ . Considerando um erro de somente  $\pm 0,15\text{‰}$  para este tipo de medida, esta diferença é muito elevada (73 vezes o erro).

As águas subterrâneas, normalmente, se formam a partir de águas pluviais. Porém, a recarga de aquíferos é uma amostragem viciada destas águas, por preferir eventos de alta pluviosidade, marcada pelo efeito de quantidade (ver item Efeitos que Marcam Águas Meteóricas). Por isso, é comum encontrar águas subterrâneas com valores  $\delta^{18}O$  e  $\delta D$  levemente mais baixos que o valor médio ponderado das chuvas. Em aquíferos profundos, protegidos da evaporação, estes valores são conservados.

Como são evidentes as diferenças entre os valores de  $\delta^{18}O$  e  $\delta D$  para águas superficiais e para as águas subterrâneas, fica fácil identificar contribuições de um tipo de água no outro e quantificá-las através do cálculo de mistura para valores  $\delta$  (ver item Razão Isotópica). Esta técnica também pode ser empregada para:

- avaliar perdas em trânsito, especialmente em se tratando de rios perenizados a partir de açudes (como acontece no Ceará e em outros estados do Nordeste);
- identificar contribuições de aquífero para rio, como e.g. do aquífero Serra Grande para o rio Gurguéia, no Piauí, onde esta contribuição pôde ser detectada em trechos de forte tectonismo (Santiago *et al.*, 1999); e
- avaliar a recarga de aquíferos por açudes.

Na avaliação da recarga de aquíferos por açudes, cita-se, como exemplo, o estudo realizado por Frischkorn *et al.* (1989) em poços no cristalino ao redor do açude Araras/Ceará, onde, devido à falta de conexão hidráulica entre as fraturas da rocha e o açude, não foram detectadas contribuições do açude para os poços.



**Figura 4.3.14** -  $\delta^{18}\text{O}$ , pMC e condutividade elétrica da bateria de poços em Juazeiro do Norte, junto com as formações atravessadas e indicação das conexões hidráulicas (adaptado de Mendonça *et al.*, 1997).

### Determinação da Idade das Águas Subterrâneas

O tempo de permanência da água no aquífero é um parâmetro de grande importância para entender o seu funcionamento. A distribuição espacial das idades no aquífero permite determinar: (a) a direção e a velocidade do fluxo; (b) a área de recarga; e (c) a taxa de recarga.

No caso de águas antigas, a idade em si já é uma informação importante. É claro que um recurso que levou dezenas de milhares de anos para sua acumulação, muito provavelmente não renovável, deve ser explorado com máxima racionalidade, o que, muitas vezes, não acontece. Águas com idade até o limite de detecção pelo método de carbono-14 (cerca de 40.000 anos) foram encontradas em bacias sedimentares do Nordeste do Brasil:

- em poços que exploram o aquífero Açú, na região de Mossoró, na Bacia Potiguar, produzindo paleoáguas (Frischkorn *et al.*, 1988);

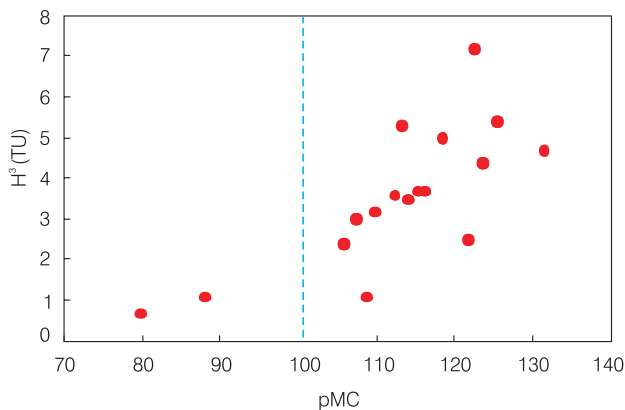
- no poço jorrante Violeta, que capta os aquíferos Serra Grande e Cabeças, na Bacia Sedimentar do Parnaíba, produzindo águas de mais de 30.000 anos;
- em poços pioneiros que captam os aquíferos Missão Velha e Mauriti, na Bacia Sedimentar do Araripe, onde foram identificadas águas de percolação profunda através de fraturas existentes no aquíclode Santana da Chapada do Araripe, caracterizadas como paleoáguas.

Águas recentes, com idades menores que 200 anos (pMC = 97,6 %), não podem ser datadas com  $^{14}\text{C}$ , usando a equação (4.3.11) pois, por causa da sua meia-vida de 5.730 anos, a precisão para tempos curtos é insatisfatória. No entanto, usando o modelo exponencial, é possível determinar tempos de residência de algumas décadas. Já o  $^3\text{H}$ , por possuir uma meia-vida de somente 12,43 anos, pode ser usado na identificação de recargas no horizonte de alguns anos.



Esta metodologia foi aplicada em aquíferos fissurais do cristalino cearense, onde foram feitas coletas sistemáticas em 15 poços durante cinco anos (Frischkorn *et al.*, 1989). Os resultados das medidas de  $^{14}\text{C}$ , expressos em pMC, e de  $^3\text{H}$ , expressos em TU, estão apresentados na figura 4.3.15.

Para utilizar o modelo exponencial para  $^{14}\text{C}$ , Frischkorn *et al.* (1989) utilizaram uma função de entrada baseada em valores nas chuvas no hemisfério sul, obtidos por Nydal & Lovseth (1983), ponderada para os meses mais chuvosos, março, abril e maio. Estes valores representam  $A_0$  na equação (4.3.21). Esta equação foi utilizada para simular a atividade de saída  $A(n)$ , onde  $n$  é a data da coleta, considerando cinco valores para o fator  $q$  de correção (equação 4.3.15) (1,0; 0,95; 0,90; 0,85; 0,80) e os tempos de residência de 2 a 100 anos. A comparação entre os valores obtidos na simulação e os tempos de residências obtidos com as amostras, mostrou que o fator  $q$  de correção se situa no intervalo  $1 > q > 0,95$  e que as águas no aquífero fissural possuem tempos de residência, na maioria dos casos, de algumas décadas.



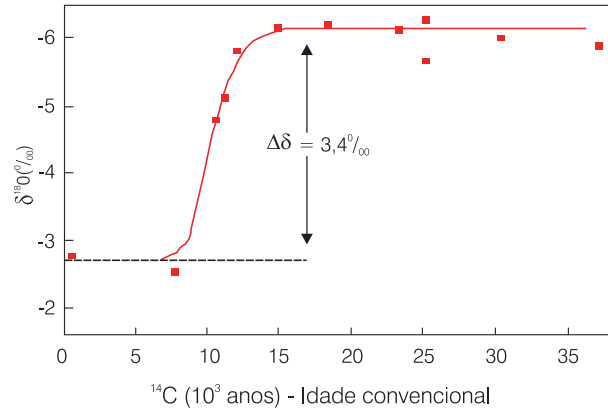
**Figura 4.3.15** - Trítio versus  $^{14}\text{C}$  em águas subterrâneas armazenadas no cristalino. A presença de  $^3\text{H}$  em todas as amostras indica águas jovens. Com exceção de poucas amostras, as águas são claramente marcadas pelos testes nucleares na atmosfera (adaptado de Frischkorn *et al.*, 1989).

### Paleoáguas e Paleoclima

Com a iminência de uma mudança no clima mundial, o passado climático na Terra desperta grande interesse. Neste tipo de pesquisas, as medidas isotópicas são utilizadas como instrumento importante, principalmente no estudo de sedimentos e de gelo meteórico dos pólos. Como  $\delta^{18}\text{O}$  em chuvas é função da temperatura atmosférica (item 4.3.4, equação 4.3.6), medidas de  $^{18}\text{O}$  em paleoáguas, datadas com  $^{14}\text{C}$ , permitem reconstituir o clima local para os últimos 40.000 anos.

Um estudo de paleoáguas e paleoclima foi feito no aquífero Serra Grande, na região de Picos, sudoeste do Piauí (Frischkorn *et al.*, 1984; Geyh, 1991). A figura 4.3.16 apresenta os resultados de  $\delta^{18}\text{O}$  em função da idade para as amostras. A mudança brusca no  $^{18}\text{O}$  há cerca de 12.000 anos indica uma elevação da

temperatura por cerca de  $+5^\circ\text{C}$ . Estas medidas foram a primeira prova que a mudança de temperatura na transição pleistocênico/holocênico aconteceu na mesma medida tanto nos trópicos como em locais de maiores latitudes.



**Figura 4.3.16** -  $\delta^{18}\text{O}$  versus idade de águas da Bacia Sedimentar do Parnaíba. O degrau de  $3,4\text{‰}$  corresponde a um aumento na temperatura atmosférica de quase  $5^\circ\text{C}$ , ocorrida há cerca de 12.000 anos (adaptado de Geyh *et al.*, 1991).

### Determinação da Taxa de Infiltração e Evaporação de Açudes

A utilização de isótopos no estudo da interação de açudes com águas subterrâneas foi tratada no item Identificação de Interação entre Água Superficial e Subterrânea. Neste tópico serão abordadas as aplicações de isótopos no estudo da taxa de infiltração e evaporação analisando-se apenas a água de açudes.

A evaporação causa um aumento do valor  $\delta$  (para  $^{18}\text{O}$  e D) na água remanescente, de acordo com a equação (4.3.5). Já a infiltração e a tomada d'água do reservatório produzem uma redução no volume sem causar mudanças isotópicas. Esta diferença entre os dois processos permite separar o volume evaporado do volume infiltrado na redução volumétrica.

Tomando um tanque classe A como modelo de reservatório sem infiltração, mede-se o enriquecimento em isótopo pesado,  $\delta$ , em função da fração  $V/V_0 = f$ , sendo  $V_0$  o volume inicial e  $V$  o volume final remanescente de água (figura 4.3.17). Observa-se que os valores de  $\delta$  crescem até atingirem um patamar, considerado como saturação isotópica, onde permanecem constantes. A função que relaciona a variação de  $\delta$  com a fração  $f$  é dada por:

$$\left[ \frac{\delta - \delta_{\text{sat}}}{\delta_0 - \delta_{\text{sat}}} \right]^n = \frac{V}{V_0} \tag{4.3.23}$$

sendo  $\delta_{\text{sat}}$  o valor do patamar, ou seja, na saturação e  $\delta_0$  o valor inicial. O expoente  $n$  descreve as influências ambientais (especialmente insolação, umidade e vento) sobre a evaporação. As curvas que atingem o  $\delta_{\text{sat}}$  na figura 4.3.17, representam este processo.

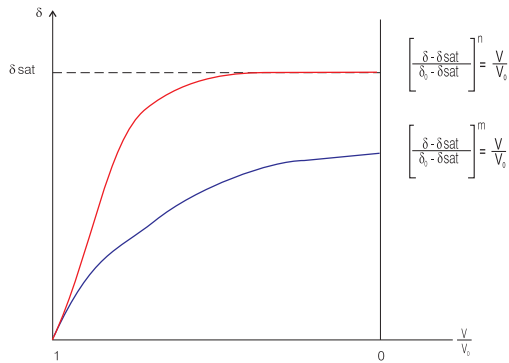


Figura 4.3.17 - δ<sup>18</sup>O versus fração de volume remanescente.

Em reservatórios com perdas por infiltração, acontece, simultaneamente com a evaporação, uma redução do volume sem mudança isotópica, pois na infiltração a água é retirada com a composição isotópica que tenha nesse momento. Assim, os pontos da curva de evaporação (curva vermelha) são deslocados, produzindo a curva azul, que não atinge a saturação. Adaptando a equação à curva, obtém-se um expoente **m** que descreve estas influências ( $m > n$ ):

$$\left[ \frac{\delta - \delta_{\text{sat}}}{\delta_0 - \delta_{\text{sat}}} \right]^m = \frac{V}{V_0} \quad (4.3.24)$$

Como Santiago (1984; 1986) mostra, a razão dos expoentes permite determinar o volume evaporado, **E**, e o volume infiltrado, **I**, através das equações (4.3.25) e (4.3.26), que estão detalhadamente deduzidas nestas referências:

$$E = \frac{m}{n} (V_0 - V) \quad (4.3.25)$$

$$I = \left( \frac{n}{m} - 1 \right) E \quad (4.3.26)$$

Santiago (*op. cit.*) aplicou este método ao açude Pereira de Miranda em Pentecostes/Ceará. Os valores de δ<sup>18</sup>O e dos volumes do açude, associados à precipitação mensal na área, estão mostrados na figura 4.3.18.

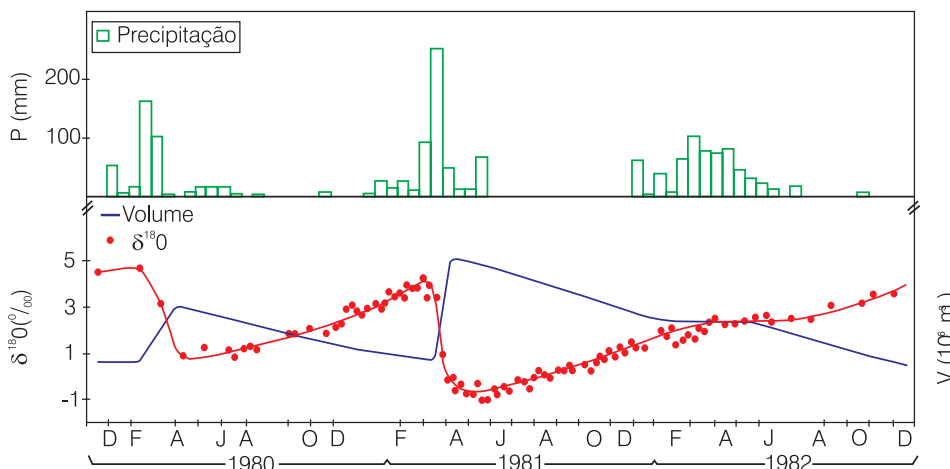


Figura 4.3.18 - Variação do volume e de δ<sup>18</sup>O do açude Pereira de Miranda e as chuvas mensais em Pentecostes - Ceará de 1979 a 1983 (adaptado de Santiago, 1984).

### Identificação de Área de Recarga e do Tempo de Residência

A resposta **s(t)** de um aquífero a uma recarga marcada **f(t)** é dada pela integral de convolução:

$$s(t) = \int_{-\infty}^t f(t')g(t-t')dt'$$

sendo **g(t)** a função característica do aquífero que descreve a modificação sobre a marca no aquífero.

Para um aquífero sem estratificação com recarga anual (modelo exponencial):

$$g(t) = \frac{1}{t_a} e^{(-t/t_a)}$$

sendo **t<sub>a</sub>** o tempo de residência.

Para uma recarga com marcação sazonal do tipo senoidal:

$$f(t) = A \text{sen} 2\pi v t$$

sendo  $v = 1/\text{ano}$ . A resposta do aquífero também é senoidal, porém, com amplitude amortecida e com defasagem ( $\alpha$ ). Desta forma:

$$s(t) = B \text{sen}(2\pi v t - \alpha)$$

sendo:

$$B = \frac{A}{\left[ 1 + (2\pi v t_a)^2 \right]} \text{ e } \tan \alpha = 2\pi v t_a$$

Obtém-se, portanto, o tempo de residência tanto da relação entre as amplitudes de estimulação e resposta (equação 4.3.27), como pela defasagem da resposta (equação 4.3.28):

$$t_a (\text{anos}) = \frac{\sqrt{A/B - 1}}{2\pi} \quad (4.3.27)$$

$$t_a \text{ (anos)} = \frac{\tan \alpha}{2\pi} \quad (4.3.28)$$

Estas equações são, inequivocamente, usáveis apenas para  $\alpha$  no intervalo de 0 a 3 meses correspondendo a, no máximo,  $t_a \approx 1$  ano).

Este método foi aplicado por Frischkorn (1984) no freático de Fortaleza. A figura 4.3.19 mostra os valores de  $\delta^{18}\text{O}$  de dois poços, um na zona norte (Aldeota) e outro na zona sul (Pajuçara) de Fortaleza, em resposta à recarga pelas chuvas, caracterizadas na figura 4.3.20. A relação das amplitudes revela um tempo de residência de poucos anos somente.

É importante a diferença de 1,6‰ entre os poços. O valor de -1,6‰ (Aldeota) é compatível com as chuvas da costa (-1,8‰), já o de -3,2‰ de Pajuçara, não. Levando em conta um efeito continental de  $\delta^{18}\text{O}/\Delta x = 0,02\text{‰}/\text{km}$ , onde  $\Delta x$  é a distância à costa, sobra uma diferença de 1,2‰ a ser explicada. Nesse caso, a presença de serras na zona sul da cidade oferece uma solução. O efeito de altitude de 0,2‰/100 m, como encontrado em outras regiões do mundo, indica chuvas orográficas a elevações em torno de 600 m como fonte de recarga dos aquíferos de Pajuçara.

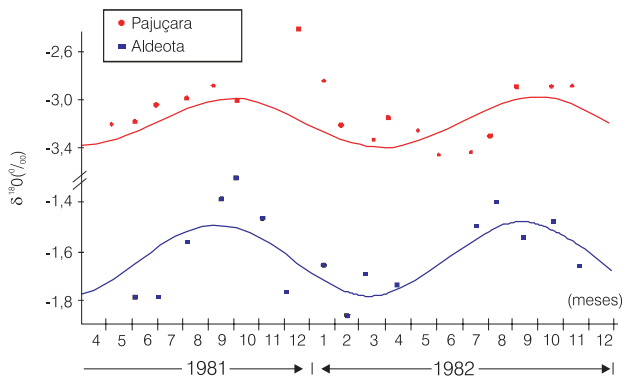


Figura 4.3.19 -  $\delta^{18}\text{O}$  nas águas subterrâneas de dois poços na região metropolitana de Fortaleza, Ceará - um em Aldeota e um em Pajuçara (adaptado de Frischkorn, 1984).

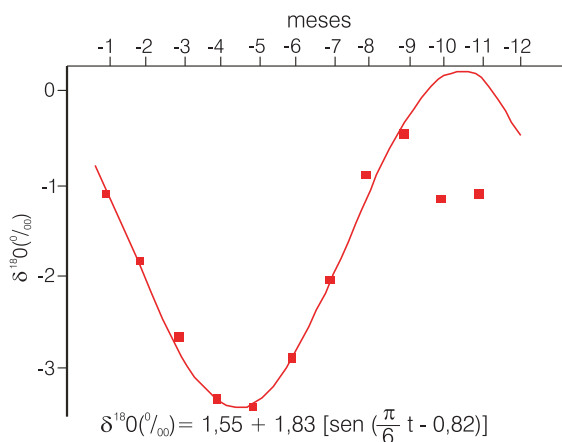


Figura 4.3.20 -  $\delta^{18}\text{O}$  nas chuvas mensais de Fortaleza (adaptado de Frischkorn, 1984).

## Exercícios Propostos

- 1) Como distinguir água de torneira, com sal do mar, de água do mar?
- 2) A água subterrânea de uma região tem  $\delta^{18}\text{O} = -4,0\text{‰}$  enquanto a média ponderada das chuvas é de  $-3\text{‰}$ . Que se pode deduzir sobre a recarga do aquífero?
- 3) Uma água originada de chuvas apresenta  $\delta^{18}\text{O} = -6,0\text{‰}$ . Qual é o valor de  $\delta\text{D}$  esperado pela GMWL?
- 4) Considerando um erro de  $0,1\text{‰}$  para medidas e  $\delta^{18}\text{O}$ , qual é a precisão na determinação da elevação da área de recarga de um aquífero através do efeito de altitude ( $0,20\text{‰}/100\text{ m}$ )?
- 5) A água subterrânea é, via de regra, isotopicamente mais leve que as chuvas que a geram. Por quê? Como esta diferença pode ser usada no hidrograma de um rio para determinar, separadamente, as contribuições de água subterrânea e de escoamento superficial (*hydrograph separation*)?
- 6) Para as chuvas de um dado local, a média ponderada de  $\delta^{18}\text{O}$  é de  $-4,0\text{‰}$  e de  $\delta\text{D} = -22,0\text{‰}$ . Calcular:
  - a)  $\delta^{18}\text{O}$  e  $\delta\text{D}$  para um aumento da temperatura média por  $3\text{ °C}$ .
  - b)  $\delta^{18}\text{O}$  e  $\delta\text{D}$  para um resfriamento por  $-5\text{ °C}$ .
- 7) Na evaporação, o coeficiente de enriquecimento para  $^{18}\text{O}$  é de 1,0083 (para  $30\text{ °C}$ ). Qual é o valor  $\delta^{18}\text{O}$ , em relação à água inicial, após 50% de evaporação?
- 8) Quais são os parâmetros que distinguem paleoáguas (mais de 10.000 anos de idade) de águas modernas?
- 9) Calcular as idades (não corrigidas:  $q = 1$ ) "convencional" e correta para uma água com  $\text{pMC} = 13$ . Comparar a diferença com o erro de medida.
- 10) Mistura-se água velha ( $\text{pMC} = 3$ ) com água nova ( $\text{pMC} = 100$ ) na razão volumétrica 4 para 1. Calcular:
  - a) a  $\text{pMC}$  da mistura;
  - b) as idades dos componentes;
  - c) a idade aparente da mistura.
- 11) A água subterrânea de uma região não contém  $^3\text{H}$ . Que se pode deduzir da recarga do aquífero?
- 12) Uma amostra de água subterrânea do semi-árido brasileiro apresenta  $\text{pMC} = 20$  e  $\delta^{13}\text{C} = -12,0\text{‰}$ . Determinar a idade corrigida.
- 13) A atividade específica ( $A_s$ ) do "carbono vivo" é de  $13,6\text{ dpm/gC}$ . Determinar a concentração de  $^{14}\text{C}/^{12}\text{C}$ .
- 14) Um copo com água contém uma solução de 100 g de sal em 1 litro de água. A cada minuto troca-se 1 mL da solução por água destilada. Pede-se:
  - a) determinar o tempo de residência do sal no copo;
  - b) determinar a "meia-vida" do sal;
  - c) desenhar a concentração  $C(t)$  do sal no reservatório e marcar os dois parâmetros na curva.

## Referências

- CLARK, I. D.; FRITZ, P. **Environmental isotopes in hydrogeology**. Boca Raton, FL: CRC Press, 1997. 328 p., il.
- CRAIG, H. Standard for reporting concentrations of deuterium and oxygen-18 in natural waters. **Science**, [New York], v. 133, n. 3467, p. 1833 – 1834, 1961a.
- \_\_\_\_\_. Isotopic variations in meteoric waters. **Science**, [New York], v. 133, n. 3465, p. 1702-1703, May 1961b.
- DANSGAARD, W. Stable isotopes in precipitation. **Tellus**, [S.I.], v. 16, n. 4, p. 436, 1964.
- FRISCHKORN, H. Medidas isotópicas para a determinação da origem da água e seu tempo de residência no lençol de Fortaleza. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 3., 1984, Fortaleza. **Anais...** São Paulo : ABAS, 1984. p. 111- 121.
- FRISCHKORN, H. et al. Aspectos hídricos do Cariri. In: SIMPÓSIO SOBRE A BACIA DO ARARIPE E BACIAS INTERIORES DO NORDESTE, 1., 1990, Crato. **Anais...** [S.I.]: DNPM, 1990. p.99-110.
- \_\_\_\_\_. Isotope study of wells in crystalline rock of the semi-arid Northeast of Brazil. In: ISOTOPE Hydrology Investigation in Latin America. Viena: IAEA, 1989. p. 73-79. (IAEA- TECDOC – 502).
- \_\_\_\_\_. Dados isotópicos e hidroquímicos da porção oriental da Bacia Potiguar. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 5., 1988, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABAS, 1988. p. 144-153.
- \_\_\_\_\_. Medidas isotópicas em aquíferos profundos na região centro-leste do Piauí. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 3., 1984, Fortaleza. **Anais...** São Paulo : ABAS, 1984. p. 42-51.
- GEYH, M.A. Carbon-14 concentration of lime in soils and aspects of the carbon-14 dating groundwater. In: ISOTOPE HYDROLOGY 1970. Viena : IAEA, 1970. p. 215-23.
- GEYH, M.A.; MAIRHOFER, J. Der natürliche <sup>14</sup>C und <sup>3</sup>H-Gehalt der Wässer. **Steyr. Beitr. Hydrogeol.**, Berlin, v. 22, p. 63-81, 1970.
- GEYH, M.A. et al. Contribuição para a história climática do Nordeste do Brasil. In: HOHLEIN, H. (Org.). **Bases para o futuro: 20 anos de cooperação científica e tecnológica**. Jülich: Ed. KFA, 1991. p. 159-165.
- GROSSE, A. V. **Estudios de hidrologia isotópica en America Latina 1994**. Viena: IAEA, 1995. (TECDOC-835).
- GROSSE, A. V. et al. Tritium in nature. **Science**, [New York] v. 113, n. 2923, p. 1-2, 1951.
- INTERNATIONAL ATOMIC ENERGY AGENCY. **Estudios de hidrologia isotópica en America Latina 1994**. Viena: IAEA, 1995. (IAEA-TECDOC-835).
- \_\_\_\_\_. **Stable isotope hydrology**. Viena: IAEA, 1981. (Technical Reports Series nº 210).
- \_\_\_\_\_. **Environmental isotope data nº. 6. World Survey of Isotope Concentration in Precipitation (1972-1976)**. Viena : IAEA, 1979. (Technical Reports Series, n. 192).
- KEHEW, A. E. **Applied chemical hydrogeology**. Upper Saddle River, N.J.: Prentice Hall, 2001. 368p.
- LIBBY, W. F. **Radiocarbon dating**. [Chicago]: The University of Chicago Press, 1952. 124 p., il.
- LIBBY, W. F. et al. Age determination by radiocarbon content, word-wide assay of natural radiocarbon. **Science**, [S.I.], v. 169, p. 227-228, 1949.
- MENDONÇA, L. A. **Recursos hídricos da Chapada do Araripe**. 2001. 193 f. Tese (Doutorado)-Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, [Fortaleza], 2001.
- MENDONÇA, L. A. et al. Detecção de conexão hidráulica entre aquíferos utilizando modflow. SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 12., 1997, Vitória/ ES. **Anais...**São Paulo: ABRH, 1997. 4v. v.2, p. 93-101.
- MÜNNICH, K. O. Messungen des <sup>14</sup>C-Gehalts von hartem Grundwasser . **Die Naturwissenschaften**, Berlin, v. 44, p. 32-39, 1957.
- NYDAL, R.; LÖVSETH, K. Tracing bomb <sup>14</sup>C in the atmosphere. **J. Geophys. Rev.**, [S.I.], v. 88, n. 6, p. 36-42, 1983.
- PEARSON, F. J. Use of <sup>13</sup>C/<sup>12</sup>C ratios to correct radiocarbon ages of materials initially diluted by limestone. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON RADIOCARBON AND TITANIUM DATING, 6., 1965, Pullman, WA. [**Proceedings...**]. [S.I.:s.n.], 1965. p.357-66.
- ROZANSKI, K.; ARAGUÁS-ARAGUÁS, L.; GONFIANTINI, R. Isotopic patterns in modern global precipitation. In: SWART, P. K. et al. (Ed.). **Climate change in continental isotopic records**. Washington, D.C.: American Geophysical Union, 1993. p.1-36. (Geophysical Monograph Series, 78).
- SALOMONS, W; MOOK, W. G. Isotope geochemistry of carbonate dissolution and reprecipitation in soils. **Soil Science**, Baltimore, v. 122, p. 15-24, 1976.
- SANTIAGO, M. F. **Fracionamento isotópico da água durante o processo de evaporação**. 1972. 65 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 1972.
- \_\_\_\_\_. **Mecanismos de salinização em regiões semi-áridas: estudo dos açudes Pereira de Miranda e Caxitoré, no Ceará**. 1984. 176 f. Tese (Doutorado) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1984.

SANTIAGO, M. F. et al. The recharge mechanisms in an alluvial aquifer zone in Northeast Brazil. **Ground Water**, 2001. Worthington, Ohio, v. 39, n. 1, p. 18-23.

SANTIAGO, M. F. et al. Estudo hidroquímico das águas subterrâneas do aquífero Cabeças no Vale do Gurguéia – PI. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 13., 1999, Belo Horizonte. **Resumos...** Belo Horizonte: ABRH, 1999. p. 119.

SANTIAGO, M. F. et al. Fracionamento isotópico da água ( $^{18}\text{O}$  e D) do açude Santo Antônio de Russas durante a evaporação. **R. bras. Geoc.**, São Paulo, v. 5, p. 106-112, 1975.

SANTIAGO, M. F. et al. Characterization of groundwater in the Cariri (Ceará/Brazil) by environmental isotopes and electric conductivity. **Radiocarbon**, New Haven, v. 39, n. 1, p. 49 – 60, 1997.

SILVA, C. M. S. V. **Estudo da dinâmica da água subterrânea no Cariri com base em dados de trício.** Dissertação (Mestrado) - Departamento de Física, Universidade Federal do Ceará, [Fortaleza], 1992.

\_\_\_\_\_. **Modelo fenomenológico para circulação da água na bacia sedimentar do Cariri com base em isótopos e hidroquímica.** Tese (Doutorado) - Departamento de Física, Universidade Federal do Ceará, [Fortaleza], 1996.

SUESS, H. E. Natural radiocarbon measurements by acetylene counting. **Science**, Washington, D. C., v. 120, n. 3105, p. 5-7, jul. 1954.



## Capítulo 4.4

## SENSORIAMENTO REMOTO

Carlos Eduardo Sobreira Leite

## 4.4.1 Introdução

O desenvolvimento tecnológico de sensores de grandes altitudes a bordo de satélites, que conseguem enxergar e registrar radiações eletromagnéticas emitidas por corpos na superfície do planeta, permitiu que diversos ramos da ciência pudessem incorporar em suas pesquisas uma nova e poderosa ferramenta de auxílio à interpretação e compreensão da dinâmica dos nossos recursos naturais.

Por ter como principal característica proporcionar uma análise integrada de grandes áreas e permitir que regiões de difícil acesso possam ser trabalhadas, a geologia é uma das ciências que mais proveito tem tirado desses produtos, principalmente na área da hidrogeologia.

Nesse capítulo são discutidos os princípios básicos do Sensoriamento Remoto e as técnicas de processamento digital de imagens orbitais que melhor se aplicam às pesquisas hidrogeológicas, procurando ressaltar a identificação e entendimento de feições de interesse à exploração de água subterrânea.

## 4.4.2 Evolução do Conhecimento

Em muitos aspectos, os esforços iniciais para imageamento da superfície do nosso planeta, a partir de satélites, podem ser considerados como um acaso provocado pelos satélites meteorológicos. Através do refinamento dos sensores, os meteorologistas começaram a receber imagens mais distintas da superfície da terra e, a partir de então, iniciaram a coleta de dados de água e neve na superfície terrestre, lançando a idéia de não olhar para, mas também, através da atmosfera.

Os programas americanos *Mercury*, *Gemini* e *Apollo*, a partir de 1960, foram os responsáveis por uma nova era no campo do sensoriamento remoto, sendo que em maio de 1961, no programa *Mercury*, foram obtidas 150 fotografias, entretanto, em função da trajetória da nave, as fotos registraram apenas o céu, nuvens e oceano. Dentro do mesmo programa, durante a missão MA-6, foram obtidas 48 fotografias coloridas com uma câmera 35 mm. A missão GT-4, do programa *Gemini*, com uma câmera *Hasselblad* especificamente modificada

para essa missão, com uma lente de 80 mm, conduziu o primeiro programa formal de fotografias aéreas dirigidas para a geologia. A cobertura incluiu fotografias aproximadamente verticais e parcialmente sobrepostas do sudoeste dos Estados Unidos, nordeste do México e outras áreas da América do Norte, África e Ásia, proporcionando descobertas nas áreas de tectônica, vulcanologia e geomorfologia.

O primeiro experimento controlado, envolvendo a aquisição de fotografias multi-espectrais para pesquisas na superfície da terra foi realizado em um dos vôos da missão *Apollo* (*Apollo 9*), preparado prioritariamente para a exploração da lua. Naquela nave espacial foi implantado um conjunto de 4 câmeras *Hasselblad* 70 mm e obtidas cerca de 140 coleções de imagens, cobrindo parte do sudoeste, centro-sul e sudeste dos Estados Unidos, bem como parte do México.

Em função dos bons resultados obtidos, a NASA - *National Aeronautics and Space Administration*, em cooperação com o Departamento do Interior dos Estados Unidos, idealizou, em 1967, o programa de lançamentos de satélites específicos para pesquisas da terra (*Earth Resources Technology Satellite – ERTS*), com a proposta de 7 lançamentos, tendo sido o primeiro realizado em 23 de julho de 1972, o ERTS-1, seguido dos lançamentos dos ERTS-2 e ERTS-3. A partir de então, o programa foi renomeado para **LANDSAT** (*Land Satellite*), consolidando a era das aquisições de imagens digitais. Os bons resultados produzidos por esse primeiro programa específico de imageamento orbital da superfície do planeta levaram diversos pesquisadores, em centros distintos, a pensar em novos programas, incluindo novos sensores em faixas espectrais específicas, melhorando, inclusive, a resolução espacial das imagens. O LANDSAT-7 foi lançado em 15 de abril de 1999, tendo sua operação em órbita administrada pela NASA e a comercialização dos seus produtos administrada pelo Serviço Geológico Americano (*United States Geological Survey - USGS*).

Em fevereiro de 1986, o CNES - *Centre National d'Études Spatiales*, órgão do Governo Francês, lançou o primeiro satélite da série **SPOT** (*Satellite Pour l'Observation de la Terre*), cujos produtos são, em conjunto com os produtos da série LANDSAT, os mais utilizados em pesquisas hidrogeológicas no Brasil. O

quinto satélite dessa série, o SPOT-5, foi lançado em 4 de maio de 2002, do centro espacial de Kourou, na Guiana Francesa.

No início dos programas de aquisição de imagens digitais, dois principais fatores contribuíram para a pequena disseminação das técnicas de processamento dessas informações: o custo dos produtos e o suporte computacional necessário. Por conta desses fatos, apenas os grandes centros desenvolveram pesquisas específicas nas diversas áreas da ciência e, principalmente, na Geologia. Entretanto, a partir dos primeiros bons resultados obtidos, tornou-se evidente o interesse de diversas instituições, tanto na produção como no uso dessas informações, proporcionando pesquisas específicas com a finalidade de melhoria da sua qualidade e alternativas de menor custo. Esse fato, aliado ao rápido desenvolvimento na área da informática, que, por sua vez, possibilitou a utilização de equipamentos com maior capacidade de armazenamento e processamento de dados a custos mais compatíveis, permitiu a instalação de grupos de pesquisa em processamento digital de imagens orbitais, proporcionando inúmeros trabalhos nas mais diversas áreas do conhecimento.

Na área de Hidrogeologia, as técnicas de processamento digital são cada vez mais aplicadas na identificação de feições geológicas de interesse à prospecção de água subterrânea, principalmente quando se faz necessário o conhecimento regional do comportamento estrutural.

Pode-se encontrar, atualmente, na literatura, diversos exemplos de aplicações de sensoriamento remoto orbital em pesquisas hidrogeológicas, desde a utilização de técnicas simples para identificação preliminar de descontinuidades geológicas de grande e média extensão, não tão visíveis em fotografias aéreas convencionais, até aplicações de técnicas mais complexas para identificação de relações do tipo áreas de umidade preservada e fraturas. A interpretação e o tratamento estatístico de feições estruturais lineares ou fotolineamentos (quando identificadas em imagens) permitem, por exemplo, a definição de áreas potenciais à pesquisa posterior de detalhe, objetivando a locação de poços em aquíferos descontínuos. Pelo fato de proporcionarem pesquisas preliminares a baixo custo, além de serem, por vezes, a única fonte de dados em regiões do planeta onde mapas, pesquisas geológicas e outras informações não existem ou não são precisas, a geologia é uma das ciências que mais utiliza imagens orbitais para desenvolvimento de suas atividades.

### 4.4.3 Conceitos e Fundamentos Básicos

O Sensoriamento Remoto pode ser definido como sendo a obtenção de informações sobre um objeto ou sobre um fenômeno através da análise de dados recolhidos por um equipamento ou sensor sem contato direto com aquele objeto ou fenômeno.

Neste tópico, são discutidos os conceitos e fundamentos básicos do Sensoriamento Remoto, enfocando a energia utilizada, sua propagação e suas interações com a atmosfera e com o alvo de interesse na superfície da terra.

Em Sensoriamento Remoto, o termo alvo refere-se a um objeto, feição ou área na superfície terrestre sobre o qual se pretende obter algum tipo de informação e que é imageado pelo sensor a bordo de satélites.

### Fonte de Energia e o Espectro Eletromagnético

Uma necessidade básica em Sensoriamento Remoto é que se tenha uma fonte de energia que ilumine ou forneça energia eletromagnética ao alvo de interesse (a menos que esse alvo emita sua própria energia). Os sensores que têm sua própria fonte de energia e que a emitem ao alvo registrando a energia que é refletida, são denominados de **ativos**, enquanto aqueles que se utilizam de uma fonte externa de energia são denominados de **passivos**.

Os sensores utilizados em satélites de pesquisa dos recursos naturais da terra são do tipo passivos, utilizando o sol como fonte de emissão de energia. Deve ser lembrado, entretanto, que qualquer material com temperatura acima do zero absoluto (0°K ou -273°C) emite radiação eletromagnética em função de oscilações atômicas e moleculares. Assim, a quantidade de energia que um corpo pode emitir é, dentre outros fatores, principalmente função da temperatura de sua superfície.

A radiação eletromagnética consiste de um campo elétrico que varia em magnitude na direção perpendicular à direção de propagação da radiação e de um campo magnético perpendicular ao anterior (figura 4.4.1). A velocidade de propagação da onda eletromagnética no vácuo é igual à velocidade da luz ( $c = 3 \times 10^8$  m/s).

As duas principais características da radiação eletromagnética são o comprimento de onda e a frequência. A primeira é definida como sendo a distância entre dois picos sucessivos de ondas e é usualmente representada pela letra grega lâmbda ( $\lambda$ ) e

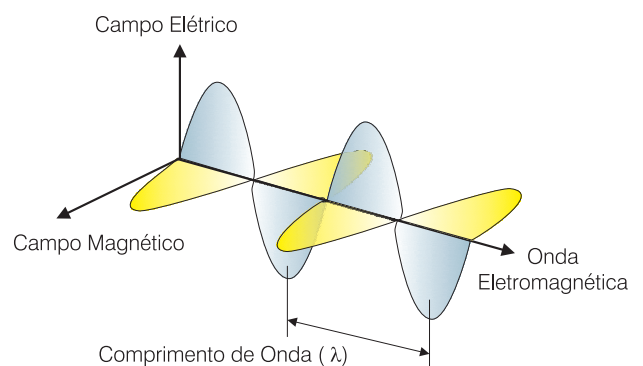


Figura 4.4.1 - Onda eletromagnética.



medida em metros (m). A frequência (f) é definida como sendo o número de ondas que passa por um ponto fixo em um determinado tempo e é normalmente medida em hertz (Hz), que equivale a um ciclo por segundo. A frequência e o comprimento de onda podem ser relacionados pela seguinte equação:

$$c = \lambda \cdot f \tag{4.4.1}$$

sendo **c** a velocidade da luz, **λ** o comprimento de onda (m) e **f** a frequência (Hz).

A radiação eletromagnética pode ser encontrada em infinitas faixas de comprimentos de onda ou frequências. O espectro eletromagnético (figura 4.4.2) é subdividido em faixas que representam regiões com características semelhantes em termos de processos físicos geradores de energia ou dos mecanismos físicos de detecção dessa energia.

A luz que nossos olhos, ou nossos sensores remotos, podem detectar corresponde à faixa de 0,4 μm a 0,7 μm. As cores azul, verde e vermelha são as cores primárias e são assim definidas porque todas as outras cores podem ser formadas pela combinação dessas, em várias proporções.

Outra faixa de interesse em Sensoriamento Remoto é a do infravermelho, que pode ser dividido em três categorias: infravermelho próximo (0,7 μm a 1,3 μm), infravermelho médio (1,3 μm a 3 μm) e o infravermelho termal ou distante (3 m a 1 mm). Apenas o infravermelho termal é associado com a temperatura.

Os comprimentos de ondas maiores correspondem à faixa das microondas (1 mm a 1 m) e ondas de rádio e televisão (acima de 1 m), enquanto as menores correspondem às faixas ultravioleta (10 nm a 400 nm), raios X (1 Å a 10 nm) e raios γ (inferiores a 1 Å). É importante ressaltar que não existe um limite exato e perfeitamente definido entre uma faixa e outra do espectro eletromagnético. Na tabela 4.4.1 é apresentada uma síntese das unidades métricas.

Unidade	Símbolo	Equivalência
centímetro	cm	1 cm = 0,01 m
milímetro	mm	1 mm = 0,001 m
micrômetro	μm	1 μm = 0,000001 m
		1 μm = 0,001 mm
nanômetro	nm	1 nm = 0,000000001 m
		1 nm = 0,001 μm
angstrôn	Å	1 Å = 0,1 nm

Tabela 4.4.1 - Unidades métricas.

### Interação da Radiação Eletromagnética com a Atmosfera

Antes da radiação eletromagnética, independente da fonte de energia, alcançar um alvo na superfície da terra, ela necessariamente deve percorrer um certo caminho na atmosfera interagindo com partículas e gases ali existentes que podem afetar o seu comportamento. Esses efeitos são conhecidos por **espalhamento**, **reflexão** e **absorção**.

O **espalhamento** se dá quando partículas ou gases interagem com a radiação desviando-a do seu caminho original e depende, principalmente, do comprimento de onda, quantidade e tamanho das partículas e da distância que essa radiação tem de percorrer até o alvo e pode, ainda, ser de 3 tipos: *Rayleigh*, *Mie* e não seletivo.

O tipo **Rayleigh** é o dominante na atmosfera e se dá quando o tamanho das partículas é bem menor que o comprimento de onda da radiação incidente. Quanto menor o comprimento de onda, maior o efeito desse espalhamento. Esse fenômeno é o responsável pela cor azul do céu já que grande parte da energia da radiação solar está no intervalo do visível, entre o vermelho e o violeta, como apresentado na tabela 4.4.2. Por ter o comprimento de onda pequeno, a cor azul é bem mais espalhada que as demais. Era de se esperar que, por ter comprimento de onda menor que

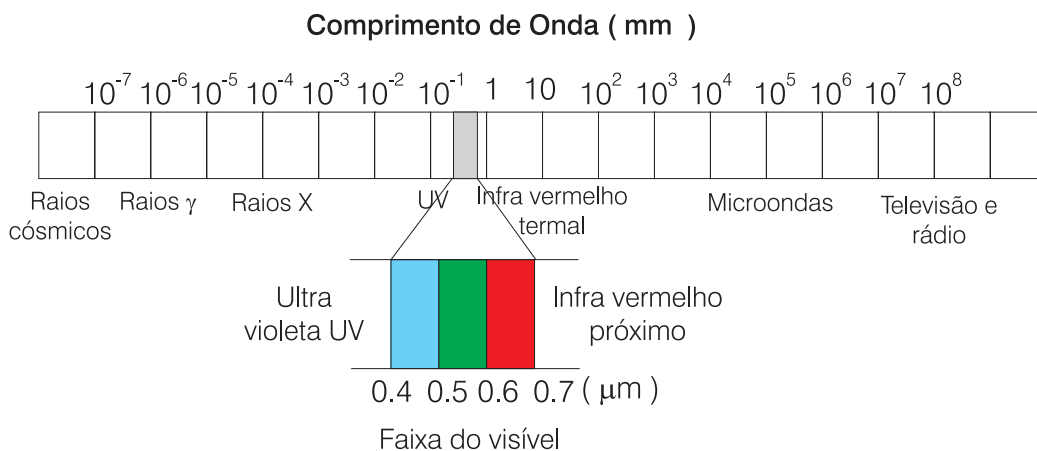


Figura 4.4.2 - Espectro eletromagnético.







	Violeta	0,4 μm a 0,446 μm
	Azul	0,446 μm a 0,5 μm
	Verde	0,5 μm a 0,578 μm
	Amarelo	0,578 μm a 0,592 μm
	Laranja	0,592 μm a 0,620 μm
	Vermelho	0,620 μm a 0,7 μm

Tabela 4.4.2 - Faixas de comprimentos de onda no visível.

a cor azul, o céu nos parecesse violeta, entretanto, a quantidade de energia nessa faixa específica é bem menor que a contida no azul e nossos olhos são muito mais sensíveis à luz azul.

O espalhamento tipo **Mie** ocorre quando as partículas têm tamanhos semelhantes ao comprimento de onda da radiação, enquanto o tipo **não seletivo** ocorre quando o tamanho das partículas é bem maior.

A **reflexão** ocorre na interface entre dois meios diferentes, quando parte da radiação incidente é enviada de volta. Os principais refletores na atmosfera são as nuvens, cuja competência para reflexão depende, principalmente, da sua espessura.

Na **absorção**, a radiação interage com os constituintes atmosféricos perdendo energia que é detectável como aumento de temperatura. Os principais constituintes absorventes de radiação são o dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>), o vapor de água (H<sub>2</sub>O) e o ozônio (O<sub>3</sub>), sendo este último o responsável pela absorção da radiação ultravioleta nociva, originária do sol.

### Interação da Radiação com o Alvo

Ao alcançar a superfície da terra, a fração da radiação eletromagnética que não foi refletida, absorvida ou espalhada totalmente na atmosfera, pode interagir com o alvo de interesse de três maneiras distintas: pode ser absorvida, refletida ou transmitida (figura 4.4.3).

A absorção se dá quando parte da radiação incidente (RI) é absorvida pelo alvo; a reflexão, quando a parte de **RI** atinge o alvo e é redirecionada; e a transmissão, quando a parte de **RI** passa através do alvo.

A interação das radiações com o alvo e a inter-relação das frações **RR**, **RT** e **RA** são fundamentais para entendimento e pesquisa de alvos em Sensoriamento Remoto. A proporção de **RR**, **RT** e **RA** varia, principalmente, em função do tipo de material, o que permite que diferentes tipos de feições na superfície terrestre possam ser distinguidas.

Outro fator relevante é que as proporções de **RR**, **RT** e **RA** também irão variar para diferentes comprimentos

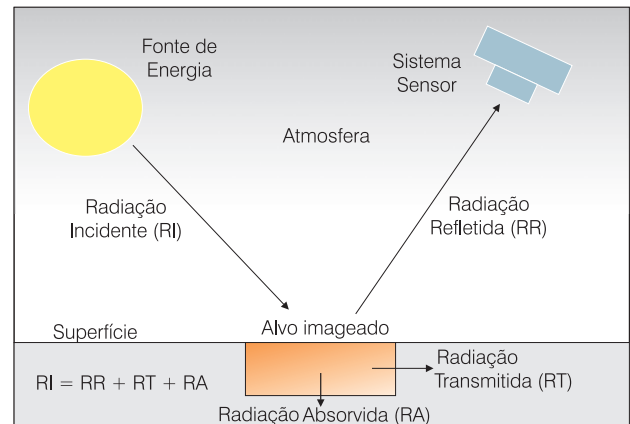


Figura 4.4.3 - Interação da radiação eletromagnética com o alvo. A radiação incidente (RI) pode ser refletida (RR), transmitida (RT) ou absorvida (RA), sendo que  $RI = RR + RT + RA$ .

de onda, o que significa que diferentes alvos podem não ser distinguidos em uma determinada faixa do espectro, mas podem ser claramente diferenciáveis em outra.

A reflexão da **RI** por um alvo na superfície da terra pode se dar de duas formas básicas: especular e difusa. Na reflexão especular os ângulos de reflexão são iguais aos de incidência enquanto na difusa a reflexão se dá em todas as direções (figura 4.4.4).

As reflexões difusas contêm informações sobre a cor da superfície do alvo, o que não acontece com a reflexão especular e por isso, em Sensoriamento Remoto o maior interesse está em medir a reflectância difusa dos alvos investigados. A reflectância de diferentes tipos de alvos pode ser medida através da quantificação da fração de energia incidente que é refletida, permitindo que sejam construídas as chamadas curvas de reflectância espectral para diferentes comprimentos de onda, como ilustrado na figura 4.4.5. Nesta figura pode se observar a alta reflectância da vegetação no intervalo de comprimento de onda de 0,8 μm a 1,2 μm (em torno de 40%) e do solo no intervalo de 1,6 μm a 2,6 μm (em torno de 45%). A água apresenta baixa reflectância (menos que 10%).

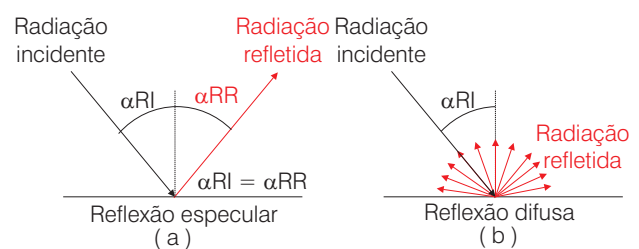
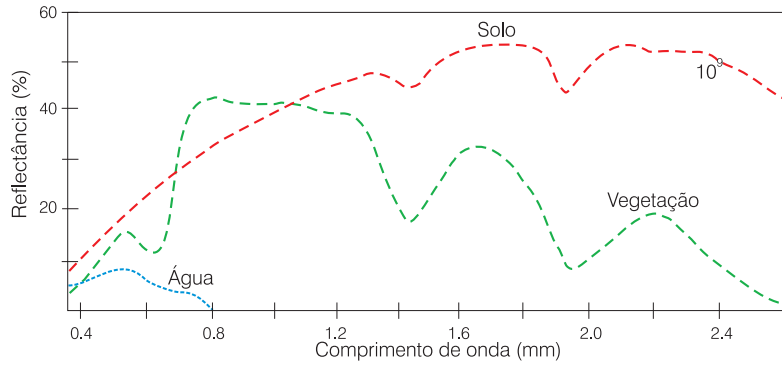


Figura 4.4.4 - (a) Reflexão especular – o ângulo de incidência é igual ao ângulo de reflexão e (b) Reflexão difusa – a reflexão se dá em todas as direções.



**Figura 4.4.5** - Curvas de reflectância espectral típicas para vegetação, solo e água. A reflectância é expressa em %, indicando a fração da radiação incidente que é refletida pelo alvo para cada comprimento de onda (adaptado de Lillesand & Kiffer, 1994).

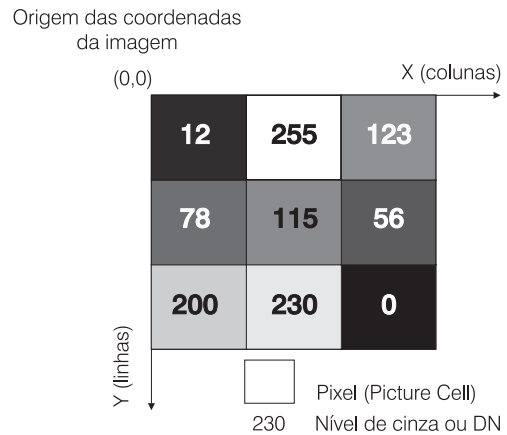
### 4.4.4 Características das Imagens Orbitais

Antes de se iniciar quaisquer considerações sobre imagens, é fundamental que se esclareça as diferenças entre imagens orbitais e fotografias. Uma fotografia é obtida através de reações químicas na superfície de um filme sensível à luz, que registra as variações de energia em uma determinada cena. Os sensores eletrônicos geram sinais elétricos que correspondem às variações de energia dentro de uma cena. Quando representamos essas informações registradas eletronicamente em papel, temos, portanto, em Sensoriamento Remoto, uma imagem e não uma fotografia.

Uma fotografia, ao ser digitalizada, pode ser apresentada em um formato digital pela sua divisão em elementos discretos ou *pixels* (*picture cell*) para os quais são associados valores relativos ao brilho. Cada um desses valores atribuídos é denominado de número digital ou **DN** (*digital number*) e tem-se, dessa forma, uma imagem digital produzida a partir de uma fotografia primária.

Uma imagem digital pode ser definida como uma matriz bidimensional de **x** colunas e **y** linhas, sendo que para cada ponto da matriz, ou *pixel*, é associado um valor (nível de cinza ou número digital ou DN) que representa a radiação definida como o fluxo de energia radiante de uma fonte, numa determinada direção, por unidade de área. A radiação de um ponto nessa matriz, ou de um *pixel* na imagem, representa, na verdade, uma média das radiações de todos os elementos que compõem o *pixel*. A origem do sistema de coordenadas em uma imagem digital é representada pelo canto superior esquerdo da imagem, ou da matriz (figura 4.4.6).

O tamanho do *pixel* representa a resolução espacial da imagem e é, por sua vez, determinado pela capacidade do campo instantâneo de visada, ou **IFOV** (*instantaneous field of view*), do sensor (cada sensor tem um IFOV característico). O IFOV representa a área no terreno “enxergada” pelo sensor em um determinado instante. Um sensor com resolução espacial de 30 metros, por exemplo, corresponde a uma área imageada no terreno de 30 m *versus* 30 m e um ponto na imagem (um *pixel*) corresponde, portanto, à radiação

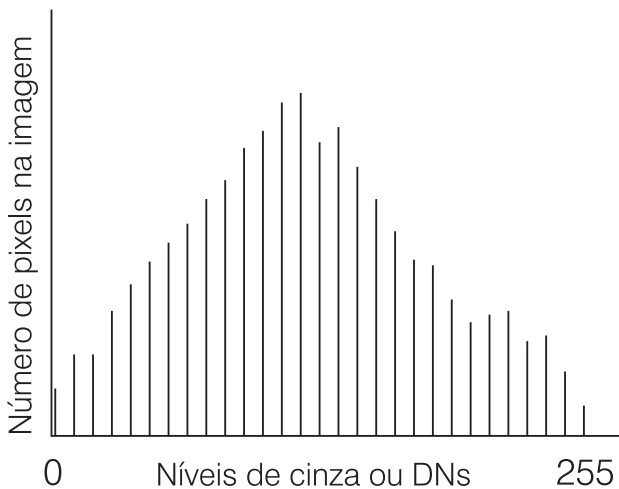


**Figura 4.4.6** - Origem das coordenadas em uma imagem digital hipotética, pixels e níveis de cinza ou DN. DN 0 (zero), cor preta, DN 255, cor branca. Os valores de DN exemplificados correspondem ao nível de cinza verdadeiro no espaço RGB (*Red, Green, Blue*).

média de todos os elementos que se encontram em uma área de 30 m *versus* 30 m = 900 m<sup>2</sup>, no solo.

Cada sistema sensor também apresenta características próprias com relação à largura e número de faixas espectrais que pode registrar. Essa propriedade define a sua resolução espectral. O termo **bandas**, em Sensoriamento Remoto, refere-se ao número de faixas espectrais possíveis de serem registradas por cada sistema.

A resolução radiométrica é inerente ao número de níveis de cinza (DNs) utilizados para registrar as informações em cada cena e é expressa em bits. Sistemas de 6 bits correspondem a 64 níveis de cinza, 8 bits a 256 níveis e 10 bits a 1.024 níveis. Um nível de cinza, ou DN, igual a zero corresponde ao preto absoluto, enquanto um nível de cinza, ou DN, máximo, corresponde ao branco absoluto (DN = 63 em 6 bits, DN = 255 em 8 bits e DN = 1.023 em 10 bits). Note que o número de níveis de cinza corresponde a uma potência de 2 ( $2^{6\text{bits}} = 64$  níveis,  $2^{8\text{bits}} = 256$  níveis,  $2^{10\text{bits}} = 1.024$  níveis). Os níveis de cinza, ou DNs, de uma imagem são comumente representados através de histogramas (figura 4.4.7) que informam o número, ou frequência, de *pixels* na imagem que possuem um certo valor de DN, ou nível de cinza.



**Figura 4.4.7** - Histograma hipotético de uma imagem digital representando o número de pixels na imagem para cada valor de nível de cinza ou DN.

### 4.4.5 Pré-processamento de Imagens Orbitais

Antes de serem utilizadas para geração de produtos cartográficos, ou para uso com outros temas, ou, ainda, para o seu processamento, as imagens digitais devem passar por alguns tratamentos para que possam ser utilizadas de forma proveitosa. Esses procedimentos são conhecidos como pré-processamento.

#### Correção Radiométrica

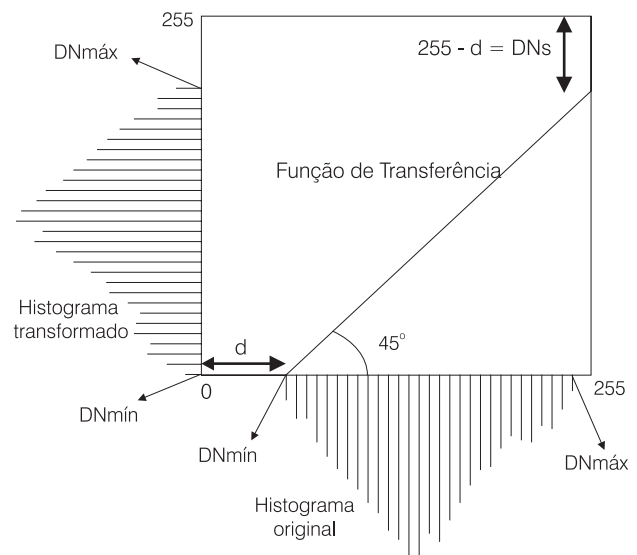
Correções radiométricas podem ser necessárias devido a variações na iluminação da cena e nas condições atmosféricas durante a aquisição dos dados. Cada um desses fatores irá influenciar de forma diferente na imagem adquirida, em função das características do sensor e plataforma utilizada.

Como visto no tópico anterior, sobre conceitos e fundamentos teóricos, a energia eletromagnética pode interagir com os gases e partículas presentes na atmosfera, provocando o fenômeno de espalhamento. Esse fenômeno pode reduzir ou atenuar a iluminação final do alvo na superfície da terra, além do que a atmosfera pode, também, atenuar a propagação da energia entre o alvo e o sensor.

Vários métodos de correção atmosférica podem ser aplicados, desde modelagens das condições atmosféricas durante a aquisição dos dados, até simples cálculos baseados somente nos dados da imagem. Uma aplicação desse último seria o exame dos valores de DN de uma área de sombra ou de um objeto muito escuro, como um grande lago profundo (aparece escuro na imagem). A correção é feita subtraindo-se o valor mínimo de DN observado, determinado para cada banda específica, de todo o conjunto de *pixels*, de cada uma das bandas a serem trabalhadas.

Uma vez que o espalhamento depende do comprimento de onda (ver tópico Interação da Radiação Eletromagnética com a Atmosfera), os valores mínimos irão variar para cada uma das bandas. Esse procedimento baseia-se no fato de que a reflectância desses corpos ou áreas de sombra deve ser muito baixa ou nula se a atmosfera está limpa, conseqüentemente, se essas feições apresentam valores de DN bem maiores que zero, considera-se que houve o fenômeno de espalhamento atmosférico.

A figura 4.4.8 exemplifica, de forma esquemática, a aplicação dessa técnica, também conhecida como **Subtração do Pixel Escuro**, através de manipulação do histograma original de uma imagem.



**Figura 4.4.8** - Ilustração da técnica de Subtração do Pixel Escuro: DNmín = valor do menor nível de cinza no histograma original; DNmáx = valor do máximo nível de cinza no histograma original; d = deslocamento do histograma original em relação ao DN zero em função do espalhamento atmosférico; DN<sub>s</sub> = nível de cinza de saída em relação ao DN = 255 no histograma original; DNmín = valor do menor nível de cinza no histograma transformado; DNmáx = valor do máximo nível de cinza no histograma transformado.

#### Correção Geométrica

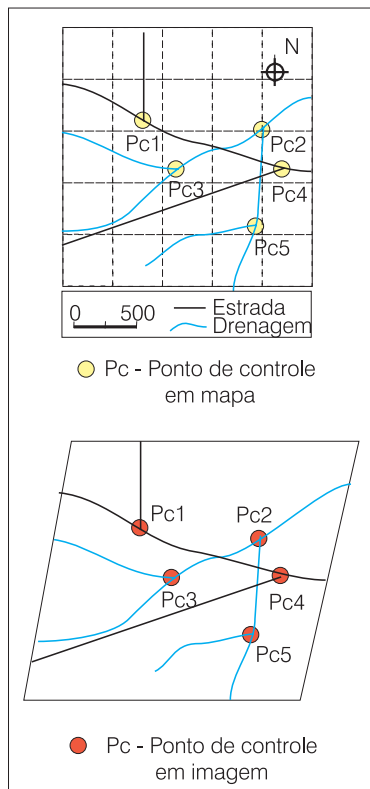
A correção geométrica de uma imagem tem por finalidade eliminar as suas distorções originais e associar a ela um sistema de coordenadas de forma que possa ser processada em conjunto com outros produtos.

As distorções geométricas de uma imagem de satélite podem se dever ao movimento dos sistemas sensores e da plataforma, altitude e velocidade do sistema, relevo do terreno e à curvatura e rotação da terra. A correção geométrica envolve a identificação, na imagem, de pontos de coordenadas conhecidas, chamados de pontos de controle, que podem ser definidos com uso de um mapa pronto ou através da anotação, em campo, com **GPS** (*Global Positioning System*).

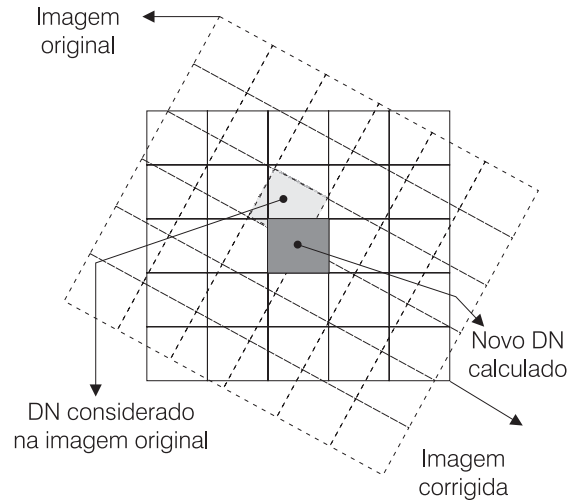
Os pontos de controle devem estar bem distribuídos na imagem, evitando a sua concentração em determinadas áreas, de modo que toda a cena seja corrigida de maneira uniforme. Esses pontos de controle são pontos de fácil identificação nas imagens, como cruzamentos de caminhos ou estradas e encontros de riachos e rios. Deve-se tomar bastante cuidado com corpos de água (lagos, reservatórios etc.), uma vez que estes podem mudar de forma em função do período de aquisição da imagem e nem sempre correspondem ao exato padrão que se apresentam nos mapas. A figura 4.4.9 ilustra a identificação de pontos de controle em um processo de correção geométrica.

Após definidos e identificados, na imagem, todos os pontos de controle, os *softwares* disponíveis usam essas informações através do processo de reamostragem, que calcula, a partir da imagem original, novos valores para os *pixels* da nova imagem corrigida. Os principais métodos de reamostragem são o vizinho mais próximo, interpolação bilinear e convolução cúbica.

Na reamostragem pelo vizinho mais próximo (figura 4.4.10), é adotado o DN do *pixel* da imagem original mais próximo da nova localização do *pixel* na imagem final. Esse é o mais simples dos métodos e não altera os valores de DNs originais, entretanto pode provocar duplicação de valores de DNs e perda de outros.



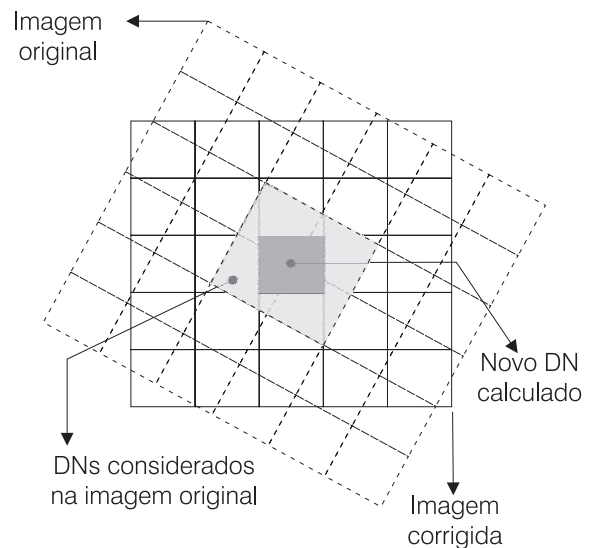
**Figura 4.4.9** - Ilustração de pontos de controle em um mapa para registro ou correção geométrica de imagens de satélite. Pontos preferenciais são aqueles perfeitamente identificáveis nos mapas e nas imagens.



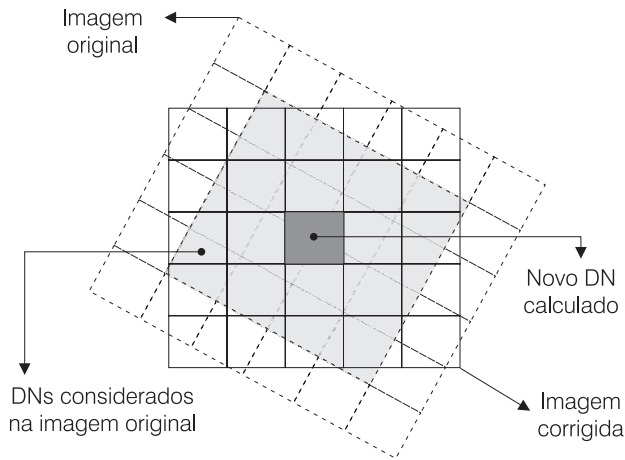
**Figura 4.4.10** - Método de reamostragem pelo vizinho mais próximo (modificado de Lillesand & Kiefer, 1994).

No método de interpolação bilinear (figura 4.4.11), o DN do *pixel* da nova imagem é a média ponderada dos DNs dos 4 *pixels* mais próximos. Essa operação provoca alteração dos valores de DNs originais e pode não ser interessante quando se pretende aplicar processamentos posteriores que se baseiam na resposta espectral dos alvos de interesse, como por exemplo, classificações (discutidas mais adiante), sendo aconselhável, nesse caso, que se proceda essa operação após realizados os processamentos programados.

Na convolução cúbica, conforme ilustrado na figura 4.4.12, a reamostragem considera a média ponderada dos 16 *pixels* mais próximos ao novo *pixel* da imagem de saída, resultando, da mesma forma que o método anterior, em valores de DNs completamente novos, cabendo a mesma observação quando da necessidade de processamentos posteriores.



**Figura 4.4.11** - Método de reamostragem por interpolação bilinear (modificado de Lillesand & Kiefer, 1994).



**Figura 4.4.12** - Método de reamostragem por convolução cúbica (modificado de Lillesand & Kiefer, 1994)

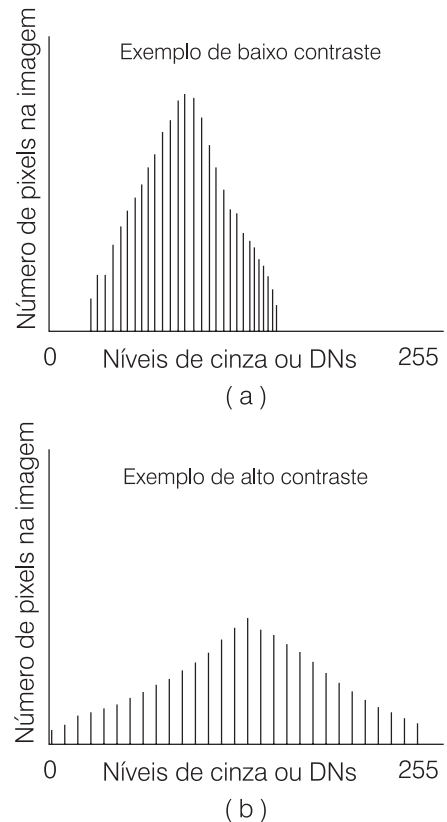
### 4.4.6 Realce de Imagens Digitais

Neste tópico serão discutidas as técnicas utilizadas para permitir uma melhor interpretação visual de imagens digitais. O termo **realce**, aqui, é mais comumente utilizado no caso de processamentos aplicados a faixas espectrais ou bandas específicas, como, por exemplo, filtros ou operações visando à intensificação de contrastes. Operações matemáticas de adição, subtração, multiplicação e divisão de bandas, além de transformações de imagens, como a técnica de análise de principais componentes, embora envolvendo processamentos combinados de dados de múltiplas faixas ou bandas espectrais, são também consideradas técnicas de realce, uma vez que objetivam à obtenção de uma nova imagem onde as feições de interesse fiquem realçadas.

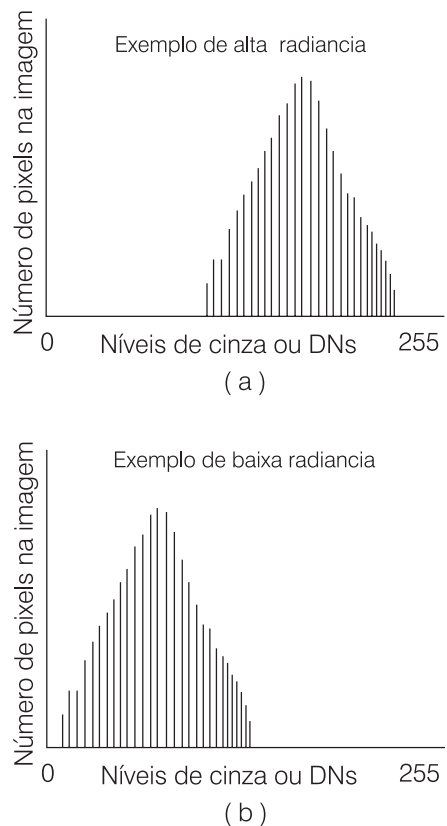
#### Contrastes Lineares e Não Lineares

O aumento de contraste em uma imagem tem por finalidade facilitar a visualização de características, ou feições, de uma cena originalmente com baixo contraste, através da manipulação do seu histograma. Imagens com baixo contraste apresentam histogramas com picos relativamente altos (figura 4.4.13a), em virtude dos seus valores não ocuparem todo o intervalo disponível de níveis de cinza (0 a 255 em sistemas de 8 bits), enquanto imagens com alto contraste apresentam histogramas mais achatados, ou seja, os valores de DN são melhor distribuídos (figura 4.4.13b).

Imagens com alta radiância mostram histogramas mais deslocados para a direita (figura 4.4.14a), enquanto imagens com baixa radiância mostram histogramas próximos à origem (figura 4.4.14b). Esse comportamento é óbvio uma vez que quanto mais energia é refletida pelo alvo ou pela região imageada



**Figura 4.4.13** - Histogramas hipotéticos típicos de imagens com baixo contraste (a) e alto contraste (b).



**Figura 4.4.14** - Histogramas hipotéticos típicos de imagens com alta radiância (a) e baixa radiância (b). No primeiro caso, os valores de DN's estão mais deslocados em relação à origem.

(tópico Interação da Radiação com o Alvo), mais clara será a imagem, ou, em outras palavras, os valores de DN's serão mais altos.

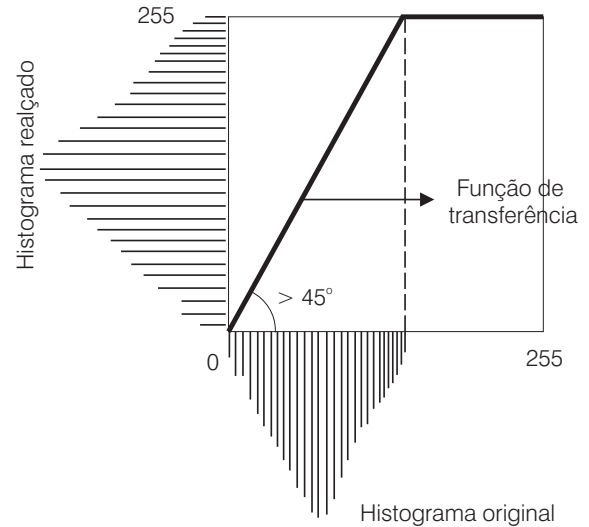
Áreas de cordões de dunas em imagens costeiras, com teores elevados de quartzo, por exemplo, aparecem bem mais claras que as demais áreas da mesma cena e são perfeitamente mapeáveis tanto por inspeção visual como através da análise do seu histograma. A figura 4.4.15 mostra um exemplo na costa oeste do Estado do Ceará.

O princípio básico de aumento de contraste é o de espalhar os valores de DN's originalmente restritos a um intervalo estreito de níveis de cinza para todo o intervalo disponível, através de uma função de transferência (figura 4.4.16).

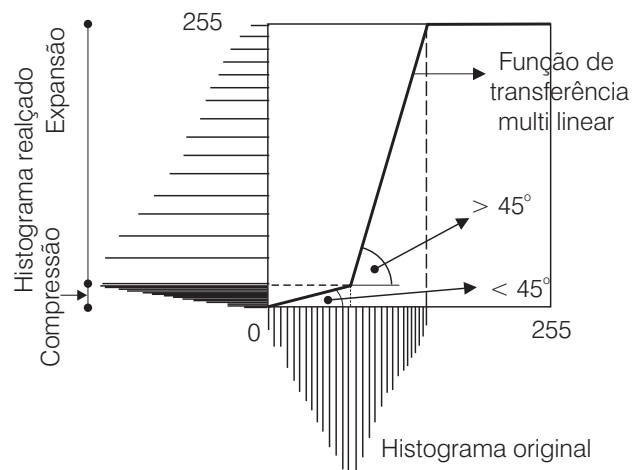
As funções de transferência definem a forma como os DN's originais serão transformados para um novo intervalo na imagem realçada e dependem do interesse do intérprete em conseguir melhor visualizar características ou feições próprias de uma imagem. Os vários *softwares* de processamento de imagens existentes usam diversas opções de manipulação de contraste, ou diversas funções de transferência, entretanto, aqui serão discutidas apenas as consideradas principais.

A forma mais simples de manipulação de contraste de uma imagem é através de uma função de transferência linear. Nesse caso, onde a função é uma reta, apenas a sua inclinação e o ponto de intersecção com a abscissa são controlados (figura 4.4.16). A inclinação da reta, nesse caso, definirá se o contraste será expandido (inclinação  $> 45^\circ$ ), como no caso da figura 4.4.16, comprimido (inclinação  $< 45^\circ$ ) ou se não haverá expansão ou compressão, mas apenas deslocamento da população em relação à origem (inclinação  $= 45^\circ$ ).

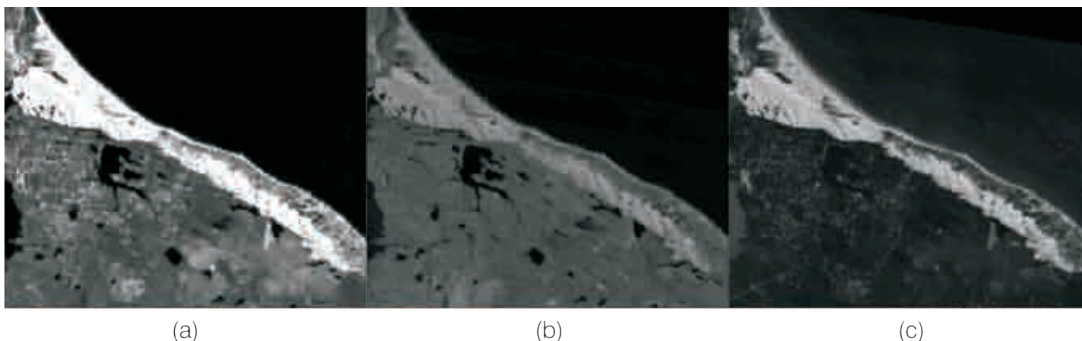
Em alguns casos, pode-se desejar que certos intervalos de um histograma sejam comprimidos e outros expandidos. Isso pode ser feito através de aumentos multilíneares, aplicando diferentes inclinações da reta em trechos distintos do histograma original de acordo com o objetivo (figura 4.4.17).



**Figura 4.4.16** - Princípio da técnica de aumento de contraste. O histograma hipotético original tem seus valores de DN restritos a um pequeno intervalo e através da função de transferência aplicada esse intervalo é ampliado, ocupando toda a faixa de 0 a 255.

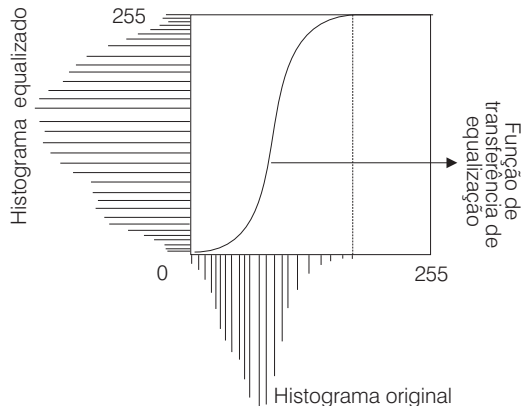


**Figura 4.4.17** - Aumento multilinear de contraste com compressão no primeiro trecho (inclinação  $< 45^\circ$ ) e expansão no segundo (inclinação  $> 45^\circ$ ).



**Figura 4.4.15** - Bandas TM5 - 1,55  $\mu$ m a 1,75  $\mu$ m (a), TM4 - 0,76  $\mu$ m a 0,90  $\mu$ m (b) e TM3 - 0,63  $\mu$ m a 0,69  $\mu$ m (c) originais sem realce do LANDSAT 5. A reflectância do cordão de dunas em todas as cenas é bem maior que os demais elementos da imagem, com valores de DN's bem maiores para a faixa de comprimento de onda entre 1,55  $\mu$ m a 1,75  $\mu$ m. As regiões no continente com DN's próximos a zero são espelhos de água e acima o oceano Atlântico.

A equalização de histogramas (figura 4.4.18) consiste em uma transformação não linear de contraste que reduz, automaticamente, o contraste em áreas muito claras ou muito escuras de uma imagem, expandindo os níveis de cinza da imagem original para todo o intervalo disponível, gerando um histograma final aproximadamente uniforme, permitindo a visualização de características da imagem anteriormente não perceptíveis ao intérprete.



**Figura 4.4.18** - Histograma hipotético original e final após sua equalização. Os contrastes em áreas muito claras e muito escuras são reduzidos automaticamente gerando, um histograma aproximadamente uniforme.

Outras funções não lineares de contraste, freqüentemente implementadas em *softwares* de processamento de imagens, são a raiz quadrada e a logarítmica, que aumentam o contraste de regiões escuras (DNs mais baixos) da imagem, e a exponencial, que aumenta o contraste da região mais clara da imagem (DNs mais altos). A diferença básica entre as duas primeiras é que a função raiz quadrada realça um número menor de níveis de cinza que a função logarítmica.

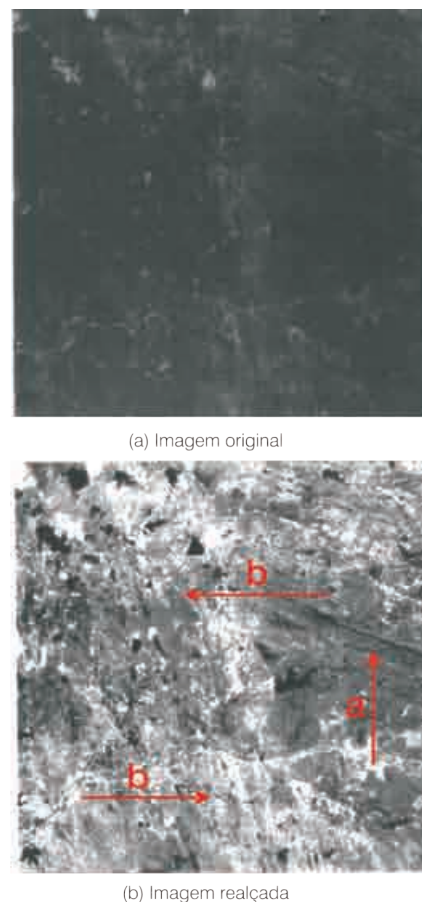
Em pesquisas hidrogeológicas, por exemplo, o objetivo pode ser o de se realçar em uma cena, uma certa unidade geológica de interesse, associada a poços mais produtivos ou a certos eventos tectônicos potenciais à exploração de água subterrânea. Nesse caso, é necessário que se conheça a posição (local de ocorrência) dos alvos (feições de interesse) na imagem e uma análise de sua resposta espectral (intervalos de níveis de cinza).

Uma vez identificados no histograma da imagem os intervalos de DN's do alvo, o intérprete pode suprimir ou comprimir aqueles que não lhe interessam e expandir os de interesse. Esse procedimento irá provocar um melhor realce do(s) alvo(s), permitindo uma melhor condição para interpretação visual. Um procedimento básico é o de se conhecer e entender a distribuição dos intervalos de DN's associados às diversas feições da imagem. Isso pode ser feito através de uma ferramenta existente em todos os *softwares* projetados para processamento digital de imagens, conhecida por **leitura de pixels**. Através desse artifício, o intérprete pode varrer a imagem extraindo os valores de DN's para as feições que lhe são conhecidas,

e, dessa forma, definir os intervalos de níveis de cinza correspondentes, por exemplo, para aluviões, coberturas sedimentares, áreas de embasamento, sedimentos costeiros etc. É evidente, portanto, a importância de se ter um bom conhecimento da área a ser estudada.

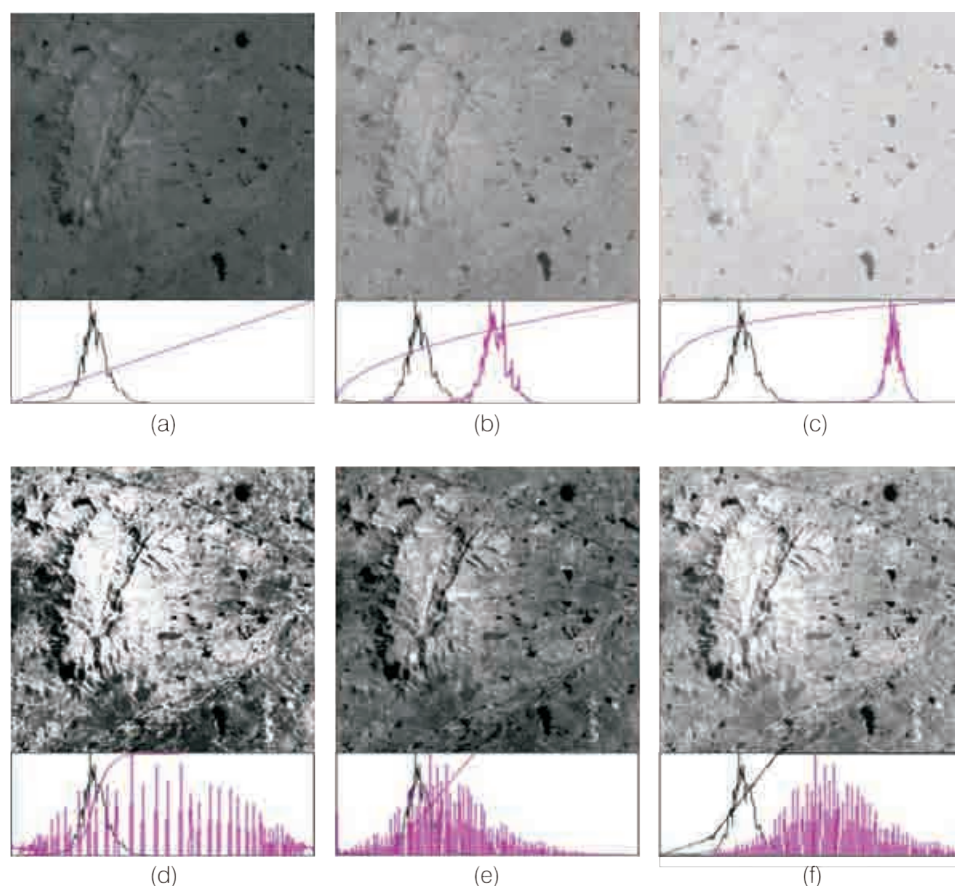
Um exemplo da potencialidade da aplicação de realces em imagens é mostrado na figura 4.4.19 (banda TM7 do LANDSAT 5). Na primeira imagem original, é impossível a identificação de quaisquer feições na cena (rochas do embasamento cristalino no centro do estado do Ceará), enquanto na segunda imagem, após realçada através de manipulação do contraste pelo seu histograma, é possível a identificação de feições estruturais como uma crista de dique e uma zona de cisalhamento NNW – SSE.

Na figura 4.4.20, são mostrados alguns efeitos dos tipos de aumento de contraste comentados, em uma imagem LANDSAT 5 na faixa espectral de 0,76  $\mu\text{m}$  a 0,90  $\mu\text{m}$ , em área de rochas cristalinas do semi-árido do nordeste do Brasil utilizando o *software* SPRING v.3.6.01 do Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais – INPE. A feição destacada corresponde a uma área (serra) requerida para comercialização de brita, na porção leste da imagem.



**Figura 4.4.19** - Banda TM7 do LANDSAT 5 original e com realce de contraste mostrando uma crista de dique na região leste (seta amarela "a") e uma faixa NNW - SSE mais clara cortando a imagem correspondendo a zona de cisalhamento da Falha de Tauá, no interior do estado do Ceará (setas amarelas "b").





**Figura 4.4.20** - Resultados de diferentes aumentos de contraste aplicados em imagem LANDSAT 5 na faixa espectral de 0,76  $\mu\text{m}$  a 0,90  $\mu\text{m}$  utilizando o *software* SPRING versão 3.6.01: imagem original (a); função raiz quadrada (b); função logarítmica (c); equalização de histograma (d); contraste linear (e); e multilinear (f). Histogramas de entrada, ou originais, em preto e histogramas de saída e funções de transferências em cor vermelha.

## Filtragens

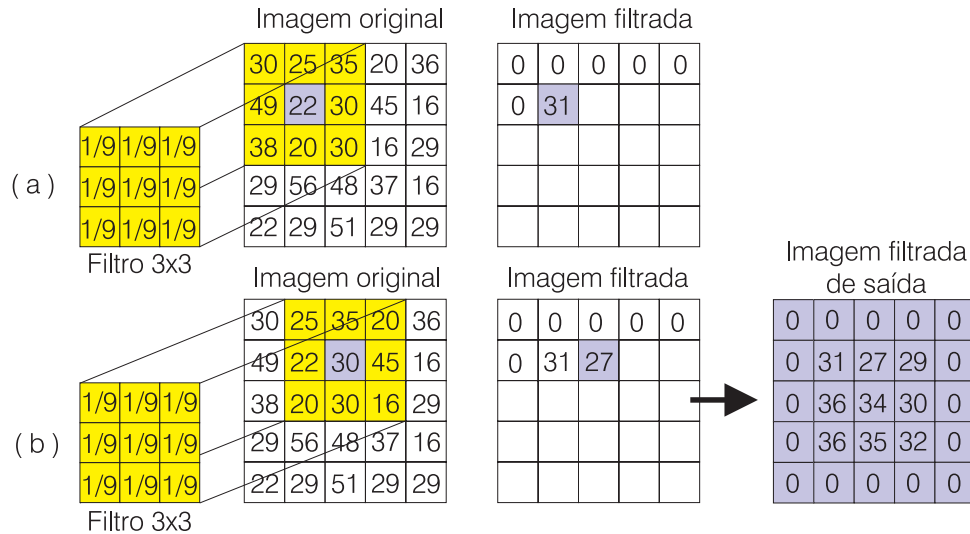
Uma imagem digital representa, na verdade, um conjunto de áreas com respostas espectrais distintas, ou, em outras palavras, com intervalos de níveis de cinza característicos. Os limites entre essas áreas podem ser mais bruscos (altas frequências) ou podem variar de forma muito uniforme (de forma gradacional) com a distância (baixas frequências).

Baixas frequências em uma imagem estão relacionadas a áreas mais ou menos uniformes, como regiões de geologia monótona (regiões de características geológicas semelhantes), enquanto altas frequências estão relacionadas a áreas de contato de feições que apresentam características espectrais bem distintas, como, por exemplo, estruturas geológicas lineares e contatos entre tipos litológicos bem distintos.

O processo de filtragem de uma imagem é, da mesma forma que o aumento de contraste, uma técnica de realce processada *pixel* a *pixel*, com a exceção de que a imagem filtrada resultante não é função apenas de um DN original, mas de uma área onde ele está inserido, levando-se em conta, portanto, os valores de DNs dos *pixels* vizinhos.

A análise de Fourier, que atua nos componentes das frequências espaciais de forma seletiva, realçando as variações de alta, média e/ou baixa frequência de um DN em uma imagem e o processo de convolução, que atua no seu domínio espacial, são as formas mais conhecidas e utilizadas de aplicação de filtros, sendo que a primeira, apesar de mais potente, demanda mais tempo de computação e envolve cálculos matemáticos bem mais complexos. Por esse motivo, as técnicas de filtragens por convolução são bem mais disseminadas do que a análise de Fourier.

O processo de filtragem por convolução é ilustrado na figura 4.4.21, onde é aplicado um filtro de tamanho 3 *versus* 3 (3 linhas e 3 colunas), que é sobreposto à imagem original, iniciando na 1ª linha e 1ª coluna. Cada *pixel* (o seu valor de DN) é multiplicado pelo valor correspondente da matriz (ou máscara) e, posteriormente, são somados todos os 9 resultados definindo o novo valor do *pixel* central. À medida que o processo continua, o filtro é deslocado na imagem, para cálculo dos demais *pixels* de centro, até compor por completo a imagem filtrada ou resultante. Nota-se que nas bordas da imagem de saída os *pixels* são perdidos, isso porque não existem, para cálculo desses, todos os outros valores necessários.



**Figura 4.4.21** - Princípio da filtragem por convolução. O filtro de tamanho 3 x 3 é aplicado na imagem original e é calculado o novo valor do pixel central de saída (a) e à medida que o filtro é deslocado na imagem, os cálculos são refeitos para um novo pixel central de saída (b) até compor a nova imagem filtrada.

Os tipos básicos de filtros são os **passa-baixa** (*low-pass*), que realçam as baixas frequências, os **passa-alta** (*high-pass*), que realçam as altas frequências e os **passa-banda** (*band-pass*), que podem ser combinados resultando em uma grande variedade de outros filtros mais complexos. Os filtros do tipo passa-banda não são geralmente utilizados em processamentos de imagens, se prestando mais para isolamentos de ruídos de uma cena.

De uma forma geral, os tipos de filtros básicos podem ser resumidos da seguinte forma (Crosta, 1992):

- |                       |                          |
|-----------------------|--------------------------|
| Filtros Passa-baixas: | Filtros Passa-altas:     |
| • de média            | • Laplacianos            |
| • de média ponderada  | • Laplacianos + Original |
| • de moda             | • direcionais            |
| • de mediana          |                          |

O filtro passa-baixa de média substitui o DN do *pixel* original central pela média aritmética de todos os *pixels* vizinhos; o de média ponderada atribui pesos específicos aos *pixels* vizinhos, em função das suas distâncias ao *pixel* central; o de moda substitui o *pixel* central pelo seu vizinho mais comum; e o de mediana substitui o *pixel* central pela mediana dos *pixels* vizinhos.

Os filtros passa-alta, por filtrarem as baixas frequências características de áreas monótonas e realçarem os limites entre regiões de características espectrais bem distintas, são os mais interessantes para pesquisas hidrogeológicas, caracterizando-se como uma potente ferramenta onde os objetivos são identificar discontinuidades geológicas propícias ao armazenamento de água subterrânea. Os do tipo direcionais são os que apresentam melhor resposta, por realçarem feições lineares como fraturas, em todas as direções de interesse.

Nos filtros Laplacianos, a soma dos pesos usados nas máscaras é 0 (zero), enquanto nos Laplacianos + original, o valor do elemento central do filtro é aumentado de forma a adicionar informações do *pixel* original e, conseqüentemente, ao final, de toda a cena original. Alguns exemplos dos filtros comentados são:

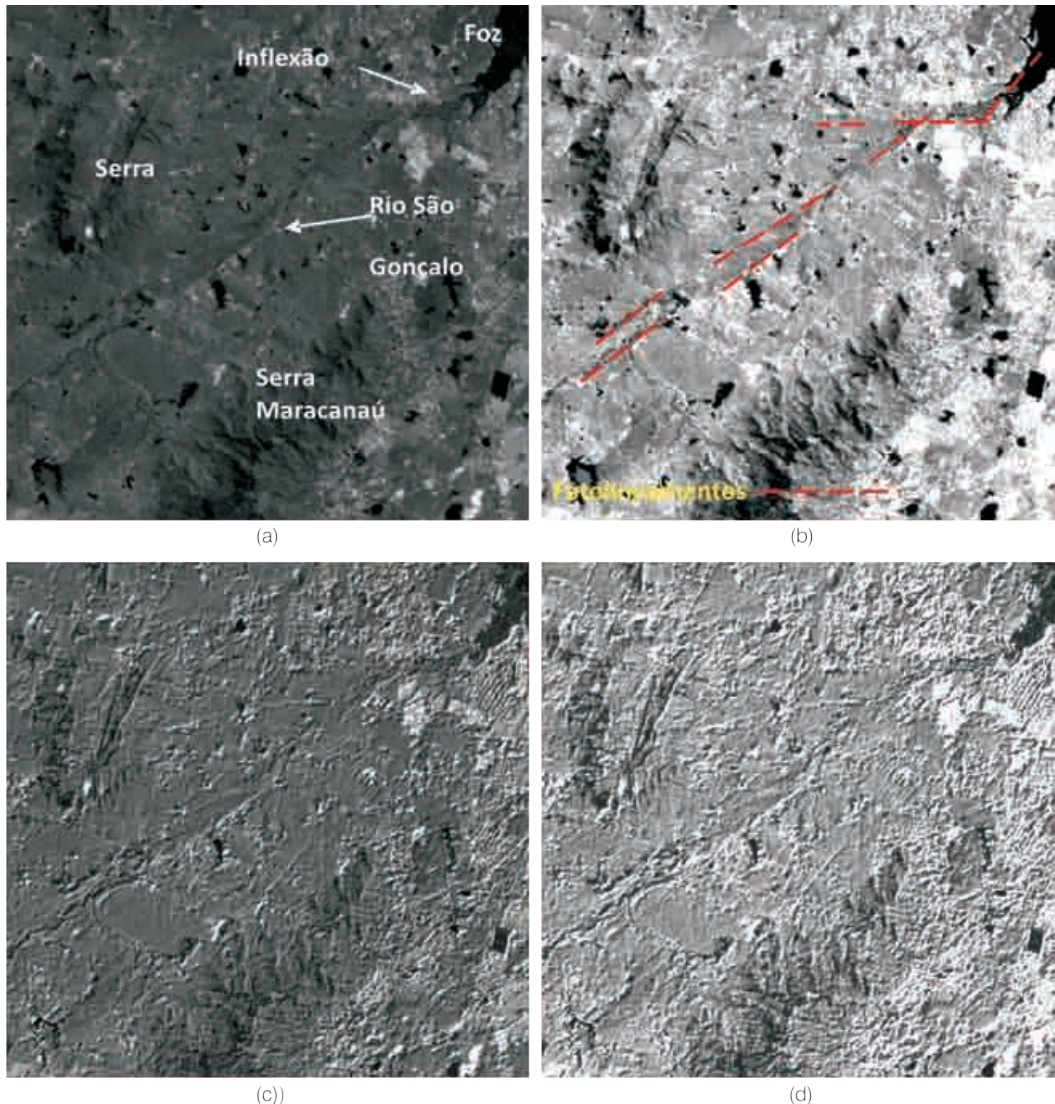
-1	-1	-1	-1	-1
-1	+1	+1	+1	-1
-1	+1	+8	+1	-1
-1	+1	+1	+1	-1
-1	-1	-1	-1	-1
Passa-alta Laplaciano tamanho (5 x 5)				
-1	-1	-1	-1	-1
-1	+1	+1	+1	-1
-1	+1	+9	+1	-1
-1	+1	+1	+1	-1
-1	-1	-1	-1	-1
Passa-alta Laplaciano + Original tamanho (5 x 5)				
-1	0	0	0	0
0	-2	-1	0	0
0	-1	-1	1	0
0	0	1	2	0
0	0	0	0	1
Passa-alta direcional NE tamanho (5 x 5)				
0	0	0	0	1
0	0	1	2	0
0	-1	-1	1	0
0	-2	-1	0	0
-1	0	0	0	0
Passa-alta direcional NW tamanho (5 x 5)				

1/25	1/25	1/25	1/25	1/25
1/25	1/25	1/25	1/25	1/25
1/25	1/25	1/25	1/25	1/25
1/25	1/25	1/25	1/25	1/25
1/25	1/25	1/25	1/25	1/25
Passa-baixa de média tamanho (5 x 5)				
1/44	1/44	2/44	1/44	1/44
1/44	2/44	3/44	2/44	1/44
2/44	3/44	4/44	3/44	2/44
1/44	2/44	3/44	2/44	1/44
1/44	1/44	2/44	1/44	1/44
Passa-baixa de média ponderada tamanho (5 x 5)				

As figuras 4.4.22a, 4.4.22b, 4.4.22c e 4.4.22d, mostram um exemplo de aplicação de processamentos para detecção de estruturas em imagens. A banda utilizada é a TM5 do LANDSAT 5 em área de rochas cristalinas e o filtro utilizado foi o direcional NE 5 x 5 anterior, combinado com contrastes lineares.

Na imagem da figura 4.4.22a, quadrante superior esquerdo, encontra-se a feição (serra) tratada anteriormente (figura 4.4.19), e cortando o meio da cena de SW para NE, o Rio São Gonçalo, que deságua no Atlântico e tem sua foz localizada no canto superior direito da mesma imagem. A feição na porção SE é a Serra de Maracanaú/Ceará.

O objetivo desse exemplo de processamento é o de se constatar se a drenagem está condicionada pela estrutural da região. Nota-se que a drenagem apresenta um alinhamento SW-NE expressivo, que sofre uma inflexão para a direita (aproximadamente E-W) na



**Figura 4.4.22** - Exemplo de aplicação de filtros de convolução direcionais e realces de contraste para constatação da associação da rede de drenagem com a geologia estrutural. (a) Banda TM5 do LANDSAT 5 original; (b) resultado de aplicação de realce de contraste linear; (c) resultado de aplicação de filtro direcional NE 5 x 5 sem contraste e (d) imagem anterior com aplicação de contraste linear.

porção NE da cena (nas proximidades da foz do rio São Gonçalo) e retorna ao alinhamento principal (SW-NE). Após a aplicação do filtro e inspeção visual da imagem e de outros produtos cartográficos, para certificação da não existência de algum tipo de infra-estrutura linear (como rede viária, ferroviária ou linha de transmissão), que possa de alguma forma ter comprometido o processamento, pode-se concluir, então, que o alinhamento da drenagem está condicionado pela geologia, responsável, inclusive, pela inflexão no curso inferior (figuras 4.4.22c e 4.4.22d).

Resultados de processamentos dessa natureza permitem ao intérprete uma análise regional preliminar do comportamento estrutural da área de pesquisa, possibilitando detectar em imagens, feições lineares que, por associação com outros padrões como a rede de drenagem, sugerem, por exemplo, fraturas. Após essa primeira análise e definidas as áreas potenciais para, no caso de interesse hidrogeológico, exploração de água subterrânea, seguem-se os procedimentos de detalhamento e confirmação das conclusões obtidas, culminando com trabalhos de campo para locação definitiva do(s) ponto(s) para execução da obra de captação.

É importante ressaltar que, apesar de bons resultados, os filtros direcionais têm a característica de criarem artefatos ou feições lineares falsas, preferencialmente nas direções perpendiculares à direção dos filtros aplicados. Outro ponto importante a ser ressaltado é que esse tipo de filtro de convolução tem a capacidade de realçar todas as feições de alta frequência de uma cena, como estruturas geológicas, redes de drenagem, contatos e, ainda, estradas, linhas férreas, limites de áreas de cultivo, divisores de propriedades e linhas de transmissão, motivo pelo qual o intérprete deve, além de estar sempre atento aos detalhes de uma imagem, comparar os resultados das filtragens com outros produtos cartográficos para identificação dessas feições antrópicas.

Por conta do princípio da forma de processamento dos filtros direcionais de convolução (figura 4.4.21), o tamanho e forma da máscara (esta pode não ser quadrada, mas, também, do tipo 1 *versus* 2, 2 *versus* 1, por exemplo) é que irá determinar a área que será afetada, ou de outra maneira, o número de *pixels* que serão considerados para o cálculo do novo DN da imagem de saída. Esse fato implica que máscaras de pequeno tamanho, como 3 *versus* 3 ou 5 *versus* 5, irão realçar feições de menor expressão, como feições estruturais mais localizadas, enquanto máscaras do tipo 15 *versus* 15, 30 *versus* 30, ou maiores, irão realçar feições mais regionais.

A resposta de filtros para detecção de estruturas potenciais e também não favoráveis à exploração de água subterrânea depende, particularmente, das características da região de pesquisa e da faixa espectral utilizada. Assim, não existe uma regra

absoluta para aplicação de filtros, seja com relação ao seu tipo, tamanho ou forma, ou com relação ao tipo de terreno, devendo ser testadas várias opções disponíveis, até que se decida pela melhor resposta apresentada, satisfazendo o objetivo da pesquisa.

Um ponto, portanto, deve ficar bem claro: **um filtro que tenha apresentado excelentes resultados em uma determinada área não necessariamente irá se comportar da mesma forma em outra região.**

## Operações Matemáticas

As operações matemáticas, ou transformações de imagens, consistem em operações realizadas *pixel a pixel* entre bandas, ou faixas espectrais diferentes, tendo como resultado uma imagem combinada com valores de DNs distintos dos originais. Estas operações podem ser implementadas através de operações de subtração, adição, multiplicação ou divisão. Uma característica desse tipo de processamento, é que os novos valores de DNs podem extrapolar o intervalo normal de níveis de cinza (0 a 255 em sistemas de 8 bits, por exemplo), havendo a necessidade de serem reajustados.

A subtração de imagens é geralmente utilizada para identificação de mudanças ocorridas em imagens de datas distintas (multitemporais).

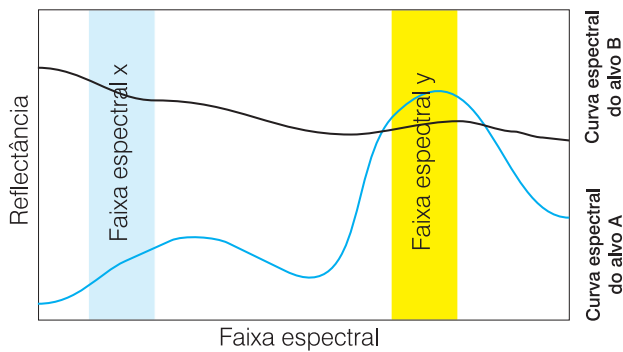
A adição de bandas resulta em um novo intervalo de níveis de cinza, que precisa ser comprimido para o intervalo original, geralmente, através da divisão dos novos valores de DNs pelo número de bandas utilizadas na operação, caracterizando a imagem resultante como uma imagem de média aritmética de todas as utilizadas no processamento. Essa característica faz com que a adição de imagens seja geralmente utilizada para remoção de ruídos presentes.

A multiplicação de imagens, como na adição, irá realçar feições semelhantes nas bandas utilizadas na operação. As áreas de DNs mais altos (mais escuros), significando, geralmente, áreas de sombra em uma cena, são as feições que mais se repetem em faixas espectrais distintas e, por isso, a operação de multiplicação irá realçar, principalmente, as feições relacionadas à morfologia de uma região.

A divisão, ou razão de bandas, é a operação mais largamente utilizada em processamento de imagens digitais. Pelo princípio da operação, informações espectrais altamente correlacionáveis entre duas bandas terão DNs resultantes muito próximos ou iguais a 1 (um) e não serão realçados, enquanto informações não correlacionáveis terão DNs resultantes baixos (menores que 1) ou altos (maiores que 1). Uma característica importante nessa operação diz respeito à tendência de serem eliminados os efeitos de sombreamento de uma cena (as regiões de sombreamento são comuns em faixas espectrais distintas, e, portanto, altamente

correlacionáveis). A escolha de bandas a serem utilizadas nesse tipo de operação é feita em função da análise da curva espectral do alvo a ser realçado. A figura 4.4.23 mostra duas curvas espectrais hipotéticas para dois diferentes alvos e ilustra o processo de razão de bandas. No caso, a razão entre a banda **y** e a banda **x** irá realçar o alvo **A** ( $DN_{\text{alto}}/DN_{\text{baixo}} = DN_{\text{alto}}$ ), enquanto o alvo **B**, por apresentar respostas espectrais semelhantes nas duas bandas, não será realçado ( $DN_{\text{alto}}/DN_{\text{alto}} \cong 1$ ).

Uma das principais aplicações da razão de bandas é na obtenção do índice de vegetação ou **NDVI** (*normalized difference vegetation index*), o qual baseia-se na alta reflectância da vegetação na faixa espectral de 0,76  $\mu\text{m}$  a 0,90  $\mu\text{m}$  e baixa reflectância na faixa de 0,63  $\mu\text{m}$  a 0,69  $\mu\text{m}$  (figura 4.4.5).

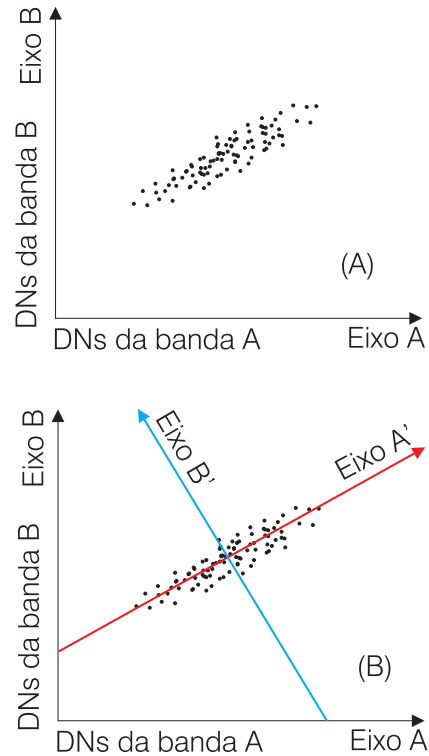


**Figura 4.4.23** - Razão de bandas. A divisão da banda **y** pela banda **x** irá provocar um realce do alvo **A**, enquanto o alvo **B** não será realçado por mostrar reflectâncias espectrais semelhantes nas duas bandas.

### Principais Componentes

Em imagens digitais de várias faixas do espectro eletromagnético ou bandas, é comum a redundância de informações (imagens que têm praticamente as mesmas informações são chamadas de imagens com alta correlação). A técnica de análise de principais componentes tem por finalidade a identificação dessas informações duplicadas e a geração de novas imagens com dados não redundantes, ou imagens não correlacionadas.

Esse conceito é ilustrado na figura 4.4.24, onde os DNs de duas bandas hipotéticas, **A** e **B**, são plotados. Um novo sistema de coordenadas (eixos **A'** e **B'**) é superposto ao sistema anterior (eixos **A** e **B**) e rotacionado de forma que sua origem coincida com o ponto médio de distribuição dos dados (valores de DNs). O novo eixo **A'** define a 1ª componente principal e o eixo **B'**, a 2ª componente principal. Como resultado, temos uma diminuição da significância das informações variando da 1ª componente (máximo de informações) até a última componente gerada (mínimo de informações).



**Figura 4.4.24** - Conceito da análise por principais componentes. (a) DNs de duas bandas hipotéticas A e B; (b) O novo eixo **A'** define a 1ª componente principal e o eixo **B'** a 2ª componente principal.

### 4.4.7 Classificação de Imagens Digitais

O objetivo geral de uma classificação de imagens é categorizar, automaticamente, todos os *pixels* de uma cena em classes ou temas com base nos seus valores de DN. A saída de um processo de classificação é um tipo de imagem digital que representa um mapa de *pixels* classificados.

#### Classificação Supervisionada

Nesse tipo de classificação, é necessário que se conheça as localizações, no terreno, dos alvos que se pretende classificar, para que os mesmos possam ser indicados nas imagens. As regiões conhecidas são informadas ao *software* de processamento pelo intérprete, na própria imagem na tela, delimitando as áreas em que se encontram (essas áreas delimitadas para cada classe são chamadas de áreas de treinamento).

Dessa forma, ao se conhecer, por exemplo, com exatidão no terreno, áreas de afloramento de um certo tipo litológico, ou feições de interesse como tipos de culturas, e após delimitadas na imagem, as informações são processadas de maneira que todos os *pixels* que apresentem respostas espectrais semelhantes em toda a cena sejam mapeados, resultando em uma imagem classificada, ou um mapa temático.

## Classificação não Supervisionada

Na classificação não supervisionada, o intérprete não deve se preocupar com a homogeneidade da região amostrada para análise, mas, pelo contrário, a região delimitada deve ser heterogênea o bastante para que o máximo de classes seja incluído. Os *pixels* presentes nas áreas de treinamento são analisados automaticamente pelo *software* de processamento, que determina o agrupamento natural dos dados na imagem e cada grupo é relacionado a uma classe distinta.

### 4.4.8 Interpretação de Padrões de Drenagem

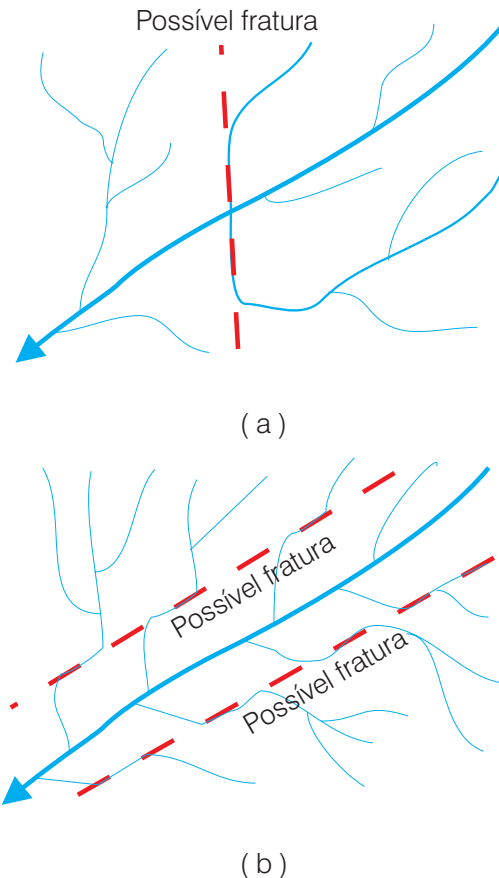
A rede de drenagem de uma determinada região ou área de pesquisa, pode ser considerada como uma das principais feições que devem ser consideradas pelo intérprete, quando da análise de fotografias aéreas e/ou imagens de satélites para pesquisas hidrogeológicas, uma vez que, além de depender da pluviometria, topografia, vegetação e textura do solo, a drenagem superficial é fortemente influenciada pela litologia e características estruturais da área.

A densidade de uma rede de drenagem fornece ao intérprete informações a respeito da capacidade de infiltração da água no terreno, que depende, por sua vez, das características físicas do material. Dessa forma, argilas e folhelhos, por exemplo, são relativamente impermeáveis e, nesse caso, a água precipitada tenderá a escoar, gerando redes mais densas, enquanto materiais mais permeáveis como arenitos bem porosos irão resultar em redes menos densas, já que existem, nesse caso, condições naturais propícias à maior infiltração.

Em áreas de rochas do embasamento cristalino, as drenagens podem ser controladas por estruturas geológicas e, por conseqüência, se tornam ferramentas importantes para identificação de descontinuidades potenciais à exploração de água subterrânea, nem sempre tão visíveis em imagens não processadas.

A análise criteriosa da drenagem de uma região pode sugerir importantes indícios sobre a presença de fraturas em campo, como, por exemplo, dois tributários opostos de um rio, que se apresentam marcadamente alinhados, formando ângulos de junção com o curso principal, notadamente anômalos ou, ainda, pequenos trechos de diversos cursos de água com alinhamento anômalo em uma mesma reta (figura 4.4.25).

Os modelos básicos de redes de drenagem podem ser agrupados nos tipos dendrítico, treliça, retangular, anular, paralelo e radial; e os modelos modificados, nos tipos pinado, anastomótico, dendrítico-retangular, angular e centrípeto, como apresentado na figura 4.4.26 (Ricci & Petri, 1965).



**Figura 4.4.25** - Indícios de fraturas a partir da rede de drenagem. Dois tributários opostos encontram o rio principal com alinhamentos diferenciados dos demais (a) e trechos de tributários distintos encontram-se alinhados sobre uma mesma reta (b).

- **Modelo Dendrítico** - sugere a presença de rochas sedimentares com atitude horizontal e com geral ausência de fraturas ou rochas sedimentares dobradas, sem zonas ou linhas de menor resistência à erosão ou, ainda, rochas ígneas, maciços, rochas metamórficas ou depósitos inconsolidados.
- **Modelo Treliça** - sugere materiais de resistências diferentes aflorando paralelamente entre si ou estruturas paralelas.
- **Modelo Retangular** - a principal diferença para o padrão treliça é o não perfeito paralelismo entre os cursos de água, sendo estes, ainda, menos alongados. É diretamente condicionado por estruturas que se cruzam em ângulos retos.
- **Modelo Anular** - sugere áreas onde durante o estágio inicial de erosão de um domo, por exemplo, formaram-se cursos de água conseqüentes, com padrão radial, que posteriormente, em função de processos erosivos, descobrem em vários níveis do declive estratos de menor resistência, ao longo dos quais se desenvolvem tributários subseqüentes de forma circular.

- **Modelo Paralelo** - sugere a existência de declives unidirecionais extensos e suficientemente pronunciados ou cristas lineares homoclinais alongadas, constituídas por estratos resistentes uniformemente inclinados.
- **Modelo Radial** - sugere regiões com domos estruturais ou vulcões.
- **Modelo Pinado** - representa uma modificação do padrão dendrítico. Os maiores cursos são de origem conseqüente e são controlados pelo declive topográfico regional.
- **Modelo Anastomótico** - outra modificação do padrão dendrítico, com presença de meandros, pântanos e canais entrelaçados. É característico de áreas de planícies aluviais e deltas.
- **Modelo Dendrítico-retangular** - sugere áreas com rochas homogêneas cortadas por sistemas de fraturas intercruzadas com malhas relativamente grandes. O padrão dendrítico é implantado nos corpos de rochas isolados pelas fraturas, enquanto o padrão retangular instala-se nos planos de menor resistência.
- **Modelo Angular** - modificação do modelo retangular e sugere a presença de estruturas com ângulos não retos.
- **Modelo Centrípeto** - variação do padrão radial e é característico de áreas com declives internos de crateras e caldeiras e onde cristas topográficas bordejam, circularmente, depressões, como no caso de domos brechados e bacias estruturais.

Em pesquisas hidrogeológicas, quando o objetivo é o de mapear estruturas através de aplicações de técnicas de processamento, é importante que se tenha à mão a rede de drenagem da área, atualizada. Como visto anteriormente, o desenho da drenagem na região fornece ao intérprete valiosas informações e indícios sobre variações litológicas e presenças de estruturas.

Após mapeados todos os fotolineamentos encontrados, é importante que esse produto seja superposto à rede de drenagem para uma avaliação final. Pequenas evidências nas imagens, por exemplo, que podem deixar dúvidas com respeito à existência ou não de uma determinada estrutura, podem ser ratificadas ou não, através da análise detalhada do comportamento de pequenos tributários como mudanças angulares bruscas ao longo do curso e alinhamentos de pequenos trechos ou longos trechos retos de cursos principais ou mesmo tributários menores.

Outro ponto importante, que fortalece a necessidade de uma análise conjunta da imagem interpretada com a drenagem regional, refere-se à recarga das estruturas por parte de espelhos de água (reservatórios, lagos, lagoas etc.) e cursos naturais de água intermitentes ou perenizados. Uma determinada estrutura para ser considerada previamente como potencial à exploração de água não basta que seja aberta e sem preenchimento (caso ideal para infiltração e armazenamento de água), mas, é necessário que exista uma fonte de recarga, que pode ser identificada nessa fase preliminar através da análise conjunta das estruturas mapeadas em imagens com os recursos hídricos superficiais existentes.

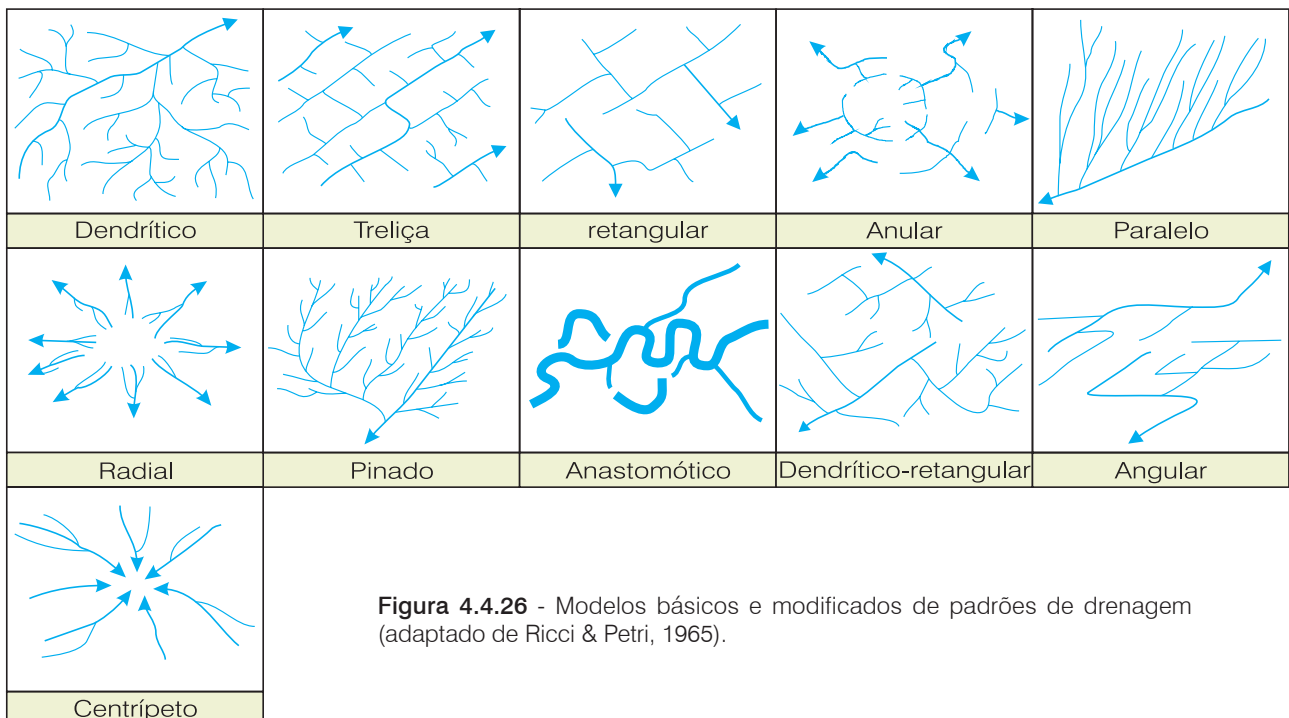


Figura 4.4.26 - Modelos básicos e modificados de padrões de drenagem (adaptado de Ricci & Petri, 1965).

### 4.4.9 Considerações Finais

Técnicas de Sensoriamento Remoto são, sem dúvida, ferramentas importantes para pesquisas regionais voltadas à prospecção de água subterrânea, tanto em áreas de embasamento cristalino como em bacias sedimentares, entretanto, são melhor aproveitadas em áreas pouco vegetadas, limpas de coberturas de nuvens e onde a geologia não se apresenta monótona.

Uma das principais aplicações desses produtos é a detecção de descontinuidades geológicas em terrenos onde exista predominância de rochas do embasamento cristalino através, principalmente, de técnicas de contraste de imagens e uso de filtros de convolução direcionais.

Como principais vantagens do uso de imagens orbitais, podem ser destacadas a otimização de tempo e de recursos na análise de grandes áreas e a possibilidade de uma visão integrada regional das feições geológicas e estruturais. Vistas como ferramentas importantes para pesquisa de água subterrânea, as técnicas de processamento geram resultados que não podem ser considerados como conclusivos, mas como informações de fundamental importância para o direcionamento e planejamento de estudos posteriores de detalhe. Os sistemas de informações geográficas existentes (SIGs), permitem que produtos gerados por esse processo sejam analisados de forma integrada com outros temas importantes como redes de drenagem, cadastro de pontos de água e mapas temáticos, consolidando as decisões e conclusões finais, conforme discutido em detalhe no capítulo 4.5, a seguir.

Finalmente, não existem limites para combinação de processamentos que podem ser realizados para hidrogeologia e tão pouco receitas prontas, cabendo ao intérprete a decisão e descoberta das melhores combinações de técnicas que culminem com a satisfação do objetivo alcançado.

### 4.4.10 Estudo de Caso

Essa pesquisa foi desenvolvida pela equipe técnica da Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos - FUNCEME, por demanda da Companhia de Água e Esgoto do Estado do Ceará – CAGECE. O objetivo foi definir locais, no domínio das rochas cristalinas, para construção de poços tubulares em pequenas comunidades do interior do Estado do Ceará, tendo como objetivo básico o abastecimento público. A solicitação foi devida, principalmente, à má vocação hidrogeológica da área de interesse, inserida na região de cisalhamento da falha de Senador Pompeu, já contando com inúmeros poços improdutivos.

A metodologia aplicada pode ser sumarizada da seguinte forma:

- levantamento bibliográfico e de material cartográfico;
- visita de campo para reconhecimento de aspectos geológicos (litológicos e estruturais) e hidrogeológicos (cadastro de poços tubulares existentes);
- análise em escritório dos dados coletados e processamento digital das imagens TM do LANDSAT 5, apresentada em sua forma original na figura 4.4.27; e
- checagem em campo das feições interpretadas em imagens e fotografias aéreas e utilização de geofísica de detalhe (VLF) para locação de poços.

Aqui serão discutidos apenas os trabalhos pertinentes ao processamento digital de imagens do satélite LANDSAT 5. Para entendimento regional das características estruturais da área de pesquisa, foram utilizadas as imagens TM do Satélite LANDSAT 5, bandas 3, 4 e 5, no formato digital, passagem de 02 de julho de 1999. Os principais processamentos consistiram de contraste linear (figura 4.4.28), filtragens de convolução direcionais (figura 4.4.29) e geração de componentes principais.

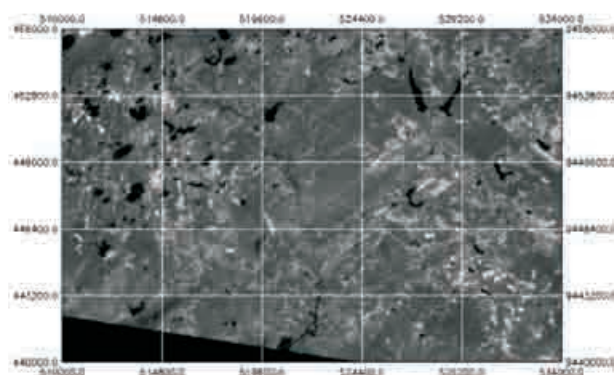


Figura 4.4.27 - Banda TM 5 da área de pesquisa (original).

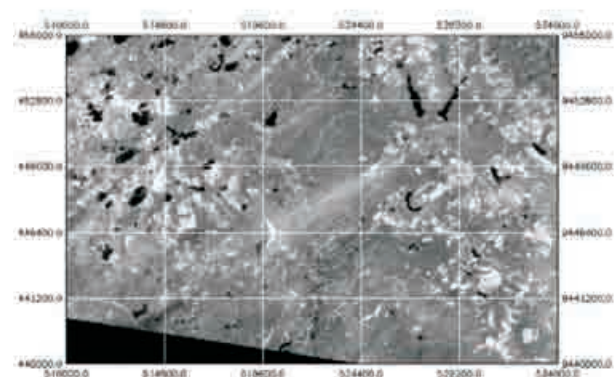
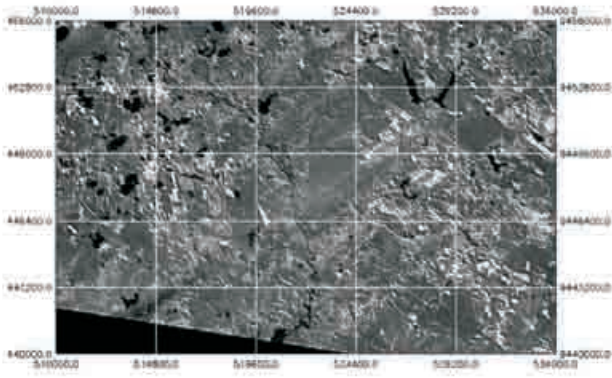


Figura 4.4.28 - Banda TM 5 da área de pesquisa com contraste linear.

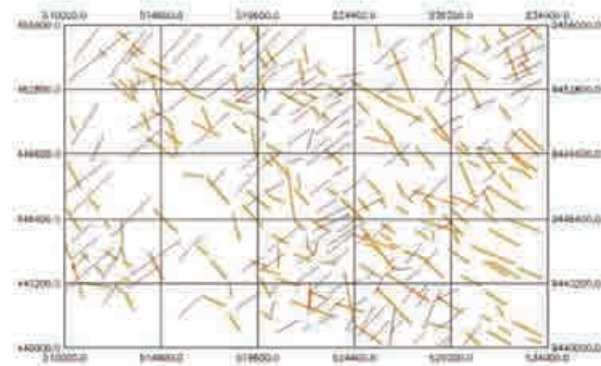




**Figura 4.4.29** - Filtragem de convolução direcional aplicada na banda TM 5 evidenciando feições alinhadas na direção SE - NW não visíveis nas imagens das figuras 4.4.27 e 4.4.28.

Com base nos processamentos descritos, foi possível a interpretação, em tela, dos principais fotolineamentos da área (figura 4.4.30), considerando as filtragens de convolução em cada uma das direções (NW e NE) e as demais imagens realçadas geradas. Também foram considerados os alinhamentos expressivos de drenagens, que, por apresentarem um padrão dendrítico-angular e por vezes dendrítico-retangular, refletem a existência de regiões de menor fraqueza e que podem corresponder a zonas de descontinuidades geológicas favoráveis à exploração de água subterrânea.

Três direções preferenciais de fotolineamentos puderam ser identificadas, ou seja, fotolineamentos de direção SE - NW, SSE - NNW e SW - NE. O padrão SW - NE é facilmente associado ao falhamento transcorrente de Senador Pompeu, que por caracterizar um regime dúctil de deformação, em geral, não é favorável à prospecção de água subterrânea. Por este motivo, foram considerados apenas os dois outros padrões (figura 4.4.31), onde se procurou definir as regiões

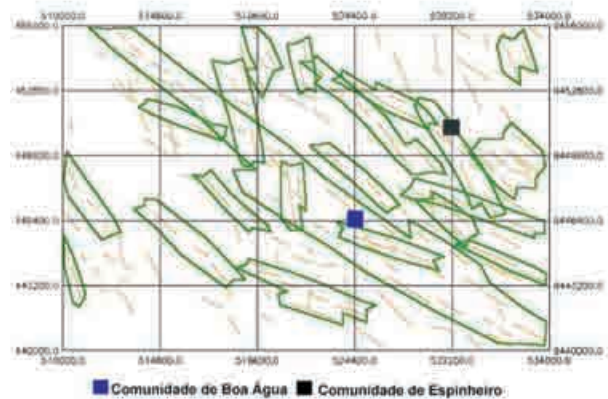


**Figura 4.4.30** - Fotolineamentos na área de pesquisa interpretados a partir dos processamentos digitais executados - a alta incidência de fotolineamentos SW - NE deve-se à presença da falha transcorrente de Senador Pompeu.

de maior concentração e melhores relacionamentos desses com áreas de recarga para detalhamento, em fotografias aéreas e reconhecimento posterior em campo, das direções mais favoráveis.

As primeiras atividades de campo constaram de um reconhecimento geral da área de interesse, não limitando-se às comunidades objetos das locações, procurando se ter um entendimento regional das feições geológicas e estruturais da região, tentando observar as feições evidenciadas nos processamentos anteriores de imagens orbitais e fotointerpretação.

De uma maneira geral, a área é composta por um complexo gnáissico-migmatítico onde localmente observam-se porções milonitizadas. Encontra-se uma foliação regional na direção 45° (figura 4.4.32) compatível com as observações feitas nas imagens de satélite.



**Figura 4.4.31** - Principais famílias de fotolineamentos (excluindo-se os de direção SW - NE, ou aproximada) na área de pesquisa, interpretadas a partir dos processamentos digitais executados, e localização das comunidades alvo.



**Figura 4.4.32** - Direção dos lineamentos em campo, compatível com os evidenciados em imagens de satélite (NW - NE) - Falhamento transcorrente de Senador Pompeu.

Foram também evidenciadas fraturas nas direções 300° e 340°, igualmente compatíveis com as interpretações em imagens orbitais, sendo que as últimas parecem ser as mais favoráveis à prospecção de água subterrânea, por apresentarem-se mais abertas (figura 4.4.33). As de direção N300° apresentam deslocamento quando na área do falhamento, indicando terem sido bem afetadas pela transcorrência de Senador Pompeu (figura 4.4.34).

Além das observações de geologia e estrutural, foram visitados os poços existentes na região para registro e entendimento da sua relação com a estrutural local.



Figura 4.4.33 - Fraturamentos 340° e 300° na localidade de Boa Água.



Figura 4.4.34 - Fraturamento N300° na zona da Falha de Senador Pompeu apresentado deslocamento em função da falha.- Localidade de Várzea da Onça.

## Referências

CROSTA, A. P. **Processamento digital de imagens de sensoriamento remoto**. São Paulo: Universidade Estadual de Campinas, 1992. 170 p.

DRURY, S. A. **Image interpretation in Geology**. Londres: Allen & Unwin, 1987. 242p.

ENGMAN, E. T.; GURNEY, R. J. **Remote sensing in Hidrology**. London: Chapman and Hall, 1991. 120 p.

HORTON, R. E. Erosional development of streams and their drainage basins: hydrophysical approach to quantitative morphology. **Bulletin Geological Society of America**, Washington, v. 56, n. 1, p. 275-370, 1945.

LEITE, C. E. S. **Definição do potencial hidrogeológico no contexto do cristalino de parte dos municípios de Crateús e Independência, no Estado do Ceará, com o uso de Imagens TM LANDSAT-5 e SIG**. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Geologia, Universidade Federal do Ceará, [Fortaleza], 1998.

LEITE, C. E. S. Definição de Áreas Potenciais do Ponto de Vista Hidrogeológico em Região de Cristalino através de Imagens do LANDSAT-5 e SIG. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 10, 1998. **Anais...** ABAS, São Paulo, 1998.

LILLESAND, Thomas M.; KIEFER, Ralph W. **Remote sensing and image interpretation**. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, 1994. 750 p.

NOVO, Evelyn M. L. M. **Sensoriamento remoto: princípios e aplicações**. São Paulo: Edgar Blucher, 1989. 308 p., il.

RICCI, Mauro; PETRI, Setembrino. **Princípios de aerofotogrametria e interpretação geológica**. São Paulo: Centro de Publicações Técnicas da Aliança / Missão Norte-Americana de Cooperação Econômica e Técnica do Brasil - USAID, 1965. 226 p.

SCHOWENGERDT, R. A. **Techniques for image processing and classification in remote sensing**. New York: Academic Press, 1983. 249 p.

ZALL, L.; RUSSELL, O. Groundwater exploration programs in Africa. In: DEUTSCH, M.; WIESNET, R.; RANGO, A. (Ed.). **Satellite hydrology**. Minneapolis: American Water Resources Association, 1979. p. 416-425.

## Capítulo 4.5

## GEOPROCESSAMENTO EM AMBIENTE SIG APLICADO À HIDROGEOLOGIA

Francisco Edson Mendonça Gomes

### 4.5.1 Introdução

O termo geoprocessamento, na sua acepção mais geral, compreende as atividades de aquisição, armazenamento, tratamento, análise e interpretação de dados geográficos. Dados geográficos, geodados, dados georreferenciados ou dados espaciais são termos sinônimos e se referem aos dados que representam fenômenos geográficos que têm suas localizações na superfície terrestre referenciadas a um sistema de coordenadas geográficas ou planas. Hoje, falar de geoprocessamento é falar de geodados digitais tratados em ambiente computacional suportado pela tecnologia de **SIG**, sigla de Sistemas de Informação Geográfica ou **GIS**, do inglês *Geographic Information System*. O avanço dessa tecnologia nos últimos anos possibilitou sua incorporação ao cotidiano da maioria dos profissionais de diferentes campos das ciências. Geólogos e profissionais de outros domínios do conhecimento que, no desempenho das suas atividades, manipulam bases de dados espaciais, são usuários potenciais da tecnologia dos SIG. O SIG é, portanto, a tecnologia motora do geoprocessamento. É, também, o centro para o qual convergem as tecnologias de CAD, de sensoriamento remoto/processamento digital de imagens, de SGDB e de GPS.

A aplicação da tecnologia SIG no geoprocessamento de dados relacionados à pesquisa de água subterrânea ganha, a cada dia, novos adeptos no meio dos especialistas, em grande parte motivados pela versatilidade, facilidades e benefícios que o sistema proporciona, principalmente:

- na geração de novos produtos com informação útil para um determinado fim, por exemplo, orientar o técnico ou gestor na tomada de decisão, sendo isto possível graças às ferramentas que permitem explorar, sob múltiplas perspectivas, os dados espaciais e transformá-los em informação;
- na interatividade homem-máquina do ambiente computacional gráfico e amigável, o que facilita as operações para visualizar, analisar, combinar, interpretar e modificar os dados na tela do

computador ou, de outro modo, imprimir-los e divulgá-los sob a forma de mapas, modelos, tabelas e gráficos;

- na automação de tarefas rotineiras e repetitivas, com implicações diretas no aumento da produtividade e na redução dos prazos e custos;
- na melhoria da qualidade dos produtos, na democratização da informação e rápida difusão dos resultados; e
- na visão da totalidade dos objetos e fenômenos estudados.

A proposta do autor, neste capítulo, é mostrar, por meio de exemplos práticos, a aplicação das ferramentas de geoprocessamento nos estudos voltados à pesquisa de água subterrânea e os benefícios decorrentes de sua utilização. Os exemplos de aplicações práticas apresentados, extraídos de dois projetos conduzidos pelo Serviço Geológico do Brasil, mostram algumas dessas vantagens.

### 4.5.2 O que é um SIG?

Para Laundon & Laundon (1999, p. 4), um **Sistema de Informação (SI)** pode ser definido como um conjunto de componentes inter-relacionados trabalhando juntos para coletar, recuperar, processar, armazenar e distribuir informação com a finalidade de facilitar o planejamento, o controle, a coordenação, a análise e o processo decisório em empresas e outras organizações. Esta definição pode ser aplicada ao **Sistema de Informação Geográfica (SIG)** se à palavra informação for acrescentado o adjetivo **geográfica**. Geografia é, portanto, a palavra chave dos SIGs. Existem dezenas de definições de SIG na literatura. Nenhuma delas, entretanto, consegue expressar em um enunciado claro e preciso um conceito de SIG. A seguir, são apresentadas algumas definições consideradas clássicas, intercaladas por comentários de autores consagrados na literatura.

**Burrough & McDonnell** (1998) definem SIG como “*um conjunto poderoso de ferramentas para coletar, armazenar, recuperar, transformar e exibir dados espaciais do mundo real*”.

Cowen (1990) comenta que as definições existentes na literatura refletem diferentes abordagens e todas têm algum ponto fraco. Assim, de acordo com o tipo de abordagem, podem ser agrupadas em quatro categorias: orientadas aos processos, às aplicações, às ferramentas e às bases de dados.

Bonham-Carter (1998) define SIG como “*um sistema computacional para gerenciar dados espaciais*”. E acrescenta: a palavra **sistema** implica que o SIG tem vários componentes inter-relacionados com diferentes funções e capacidades para capturar, importar, manipular, transformar, exibir, combinar, consultar, analisar, modelar e exportar dados. A palavra **informação** implica que os dados em um SIG são organizados para fornecer conhecimento útil, não só na forma de mapas coloridos e imagens, mas, também como gráficos estatísticos, tabelas e respostas à consultas. A palavra **geográfica** impõe uma condição necessária: as localizações dos dados devem ser conhecidas, ou podem ser calculadas, em termos de coordenadas geográficas.

Câmara & Davis Jr. (2001) definem um SIG como “*ferramentas computacionais para geoprocessamento, chamadas de Sistemas de Informação Geográfica (GIS), que permitem realizar análises complexas, ao integrar dados de diversas fontes e ao criar bancos de dados geo-referenciados; tornam ainda possível automatizar a produção de documentos cartográficos*”.

Curry (1998) ressalta a dificuldade de se falar sobre SIG de um modo que não seja estritamente técnico e conclui que a causa para tal é a falta de um vocabulário adequado.

Tomlinson (2007) argumenta que os SIG resistem a uma definição simplista pelo fato de serem uma tecnologia particularmente horizontal com um largo espectro de aplicações nos setores industrial e

acadêmico. E, em vez de uma definição, apresenta um modelo holístico de um sistema de informação geográfica funcional no qual os dados são analisados e transformados em informação útil (figura 4.5.1).

Pelas questões acima, depreende-se que a tecnologia SIG é transversal a vários ramos do conhecimento, não constitui um fim em si mesma e, mais que um conjunto de ferramentas para tratar um tipo especial de informação, a informação geográfica, é um ambiente de solução de problemas.

### 4.5.3 Componentes de um SIG

Um Sistema de Informação Geográfica é composto de cinco partes interativas - pessoas, dados, métodos, programas de computador e equipamentos de informática (figura 4.5.2).

**Pessoas** - as pessoas desempenham as funções mais importantes no sistema e são, em última análise, sua razão de ser. O resultado de um projeto desenvolvido em SIG, independente de qualquer outro aspecto, estará fadado ao insucesso se conduzido por pessoas não qualificadas. Desse modo, para não comprometer o empreendimento, é necessário o envolvimento de profissionais afins ao tema objeto da aplicação, e de especialistas nas áreas de geoprocessamento, sensoriamento remoto, administração de banco de dados, desenvolvimento de *softwares* e gestão e análise de sistemas. Todas essas competências não podem perder de vista as pessoas que estão do outro lado - o público alvo. Este, de acordo com o perfil de utilização, pode ser dividido em dois grupos. Um que utiliza as ferramentas básicas de consultas em computadores pessoais, ou mesmo remotamente, valendo-se da infra-estrutura de



Figura 4.5.1 - Modelo holístico de um SIG (adaptado de Tomlinson, 2007).

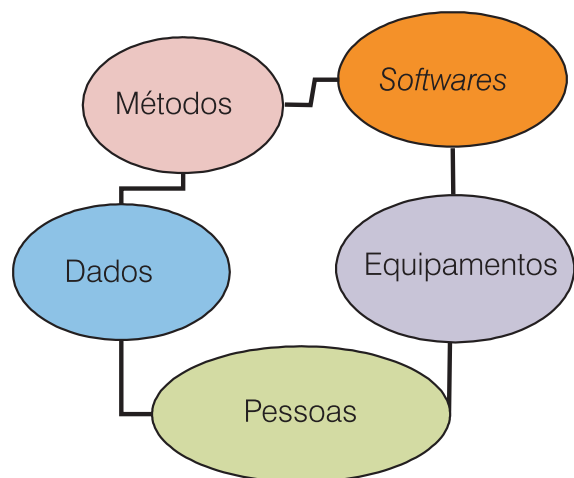


Figura 4.5.2 - Componentes de um SIG.

internet, para realizar consultas a mapas e bases de dados alfanuméricas disponíveis em servidores *web*. E outro, com algum conhecimento das ferramentas de consulta e análise espacial, que explora os dados do SIG, distribuídos na corporação ou armazenados em computadores pessoais, com o objetivo de melhorar os processos de planejamento, administrativos e de suporte à tomada de decisão.

**Suporte à Decisão** - são regras, conceitos, e procedimentos da teoria da decisão adaptados para o ambiente computacional dos SIG. É uma abordagem para auxiliar o operador do SIG, guiado por critérios, a fazer uma escolha ou opção entre as alternativas existentes, para alcançar os objetivos definidos. Alternativa em SIG significa: variação no número de objetos incluídos na análise; diferentes cursos de ação; diferentes visões de uma situação ou problema; diferentes classificações etc.

**Dados** - a estruturação de uma base de dados geoespacial para SIG requer um cuidadoso planejamento e se constitui na etapa mais onerosa e demorada no desenvolvimento de um projeto. A entrada de dados em um banco de dados geográfico se faz por: digitalização de mapas analógicos; digitação de dados pontuais do tipo xyz; importação de produtos de sensoriamento remoto; importação de dados provenientes de levantamentos topográficos, geofísicos etc.; e por diferentes mecanismos de importação e conversão de arquivos digitais de conteúdo gráfico, textual e numérico. Os dados geográficos armazenados em um SIG são organizados e classificados de acordo com suas características intrínsecas e, também, com aquelas relacionadas aos modelos da realidade que eles representam. Em síntese, os geodados ou dados espaciais têm duas componentes: uma gráfica e outra textual ou numérica. Distinguem-se dos dados não espaciais pelo fato de apresentarem um relacionamento geográfico que os vinculam a um local conhecido na superfície terrestre.

**Métodos** - um projeto desenvolvido em SIG não é diferente dos demais. Portanto, é recomendável o emprego de práticas de controle de processos em todas as etapas do projeto: planejamento, execução, verificação dos resultados e, se necessário, correção de rumos. Essas práticas devem estar documentadas em manuais, gráficos e fluxogramas e acessíveis a todos os membros da equipe envolvida no projeto.

**Programas de Computador (Softwares)** - os modernos softwares de SIG, na sua 3ª geração, incorporam centenas de ferramentas/funções de geoprocessamento e, num ritmo acelerado, vão ganhando mais e mais funcionalidades. A principal diferença da atual geração em relação às anteriores é a ampliação do foco para soluções baseadas na internet. Antes, os softwares de SIG eram quase que exclusividade do ambiente corporativo. Hoje, estão amplamente difundidos no ciberespaço e respondem pela infra-estrutura lógica dos servidores de internet conhecidos como *Web Mapping*. Para acessar e consultar os dados e as informações geográficas armazenados nesses servidores remotos, é necessário apenas um microcomputador conectado à internet e um navegador com interface gráfica - *Windows Explorer*, *Mozilla FireFox* etc. O melhor exemplo de um servidor *Web Mapping* vem da empresa Google e do seu *Google Maps*, um robusto provedor de conteúdo geográfico que disponibiliza gratuitamente o acesso a imagens de satélites, aerofotos, plantas, mapas e a informações sobre toda a superfície terrestre. Com o *Google Maps* é possível, por exemplo, localizar e visualizar em imagens de alta resolução espacial, por meio de uma simples consulta, o morro do Pão de Açúcar, na cidade do Rio de Janeiro, ou o vulcão Vesúvio, em Nápoles, Itália. E ainda, visualizar fotos tomadas em diferentes ângulos e épocas e ler os comentários feitos pela comunidade *Google Earth*. No Brasil, um exemplo bem sucedido da tecnologia de *Web Mapping* é o *Geobank*, um banco de dados de conteúdo geológico desenvolvido e mantido pela CPRM - Serviço Geológico do Brasil, disponível no portal [www.cprm.gov.br](http://www.cprm.gov.br).

Atualmente, o número de softwares de SIG disponíveis no mercado gira em torno de setenta. Desse total, uns 20 são classificados como não comerciais, ou seja, são distribuídos gratuitamente. A maioria, cerca de 50, são comercializados por valores que variam de alguns milhares até dezenas de milhares de reais. No primeiro grupo (softwares não comerciais), dois merecem destaque:

**Spring** - software brasileiro desenvolvido pelo INPE em parceria com a Embrapa/CNPTIA, a IBM do Brasil, a TECGRAF e a Petrobras/CENPES. O Spring é um sistema de informação geográfica no estado-da-arte, com funções de análise espacial, processamento digital de imagens, geoestatística, modelagem numérica e consultas a bancos de dados geográficos. Embora seja distribuído gratuitamente em versões para as plataformas Windows® e Linux, o

Spring não é propriamente um *software* livre, mas um *freeware*, uma vez que o seu código-fonte é fechado e o INPE mantém o *copyright*.

**GRASS** - um verdadeiro *software* livre (*free software*) desenvolvido por programadores de várias partes do mundo, originalmente para plataformas Linux. O código-fonte do GRASS está disponível na Internet e pode ser usado livremente, de acordo com os conceitos da licença pública geral, em inglês, *General Public License* (GPL) que concede o direito a qualquer usuário de executar, copiar, distribuir, estudar, modificar e aperfeiçoar o *software*. O GRASS trabalha com dados *raster* e vetorial e tem funções para processamento de imagens e análise espacial.

Para representar o segundo grupo - *softwares* comercializados - foram selecionados os seguintes:

**Idrisi** - um SIG de baixo custo desenvolvido no Laboratório Clark da Universidade de Clark, Estados Unidos, com propósitos educacionais. A distribuição atual, para plataforma Windows®, está na sua 15ª versão, denominada Andes. Opera com dados Raster e incorpora sofisticadas ferramentas para análise espacial, modelamento de dados geográficos e processamento digital de imagens de sensoriamento remoto.

**ArcGIS®** - segundo a empresa ESRI®, responsável pelo seu desenvolvimento e distribuição, é um SIG com poderosas ferramentas para análise e gerenciamento de dados espaciais (*raster* e *Vetorial*) e também para criação, visualização e cartografia de dados geográficos. O ArcGIS® é um SIG modulado que funciona na plataforma Windows. Apresenta soluções completas para usuários de computadores pessoais ou de ambientes compartilhados nas empresas e na Internet.

**Hidro GeoAnalyst** - ainda pouco conhecido, é um *software* para gerenciamento, tratamento e visualização de dados hidrogeológicos. Desenvolvido pela *Schlumberger Water Services*, para plataformas Windows®, o *Hidro GeoAnalyst* inclui ferramentas de geração de relatórios, de mapas de contorno e de edição de perfis de poços.

**Equipamentos de Informática (hardware)** - é a plataforma física do sistema. Inclui computadores e periféricos conectados entre si, fisicamente ou não, por meio de barramentos, placas, cabos e dispositivos de conexão remota sem fio (e.g. *Wi-Fi* e *bluetooth*). O processamento de dados geográficos requer máquinas robustas com elevada capacidade de processamento numérico e gráfico. No ambiente corporativo, é recomendável usar estações gráficas de trabalho ou microcomputadores de alto desempenho, dotados de placas gráficas e com grande capacidade de armazenamento de dados. Os periféricos que completam o ambiente SIG nas empresas são os receptores GPS, escâneres, impressoras de grande formato e *palmtops*.

## 4.5.4 Estrutura de um SIG

A infra-estrutura lógica de um SIG engloba múltiplos programas e funções organizadas e agrupadas segundo suas funcionalidades. A figura 4.5.3 é um modelo esquemático proposto por Eastman (1997) para mostrar os componentes de *software* de um sistema de informação geográfica, suas funções e seus relacionamentos. Na parte central do sistema fica a base de dados geográfica, esquematicamente dividida em duas componentes: base de dados espacial, que armazena a forma e a posição dos objetos, e base de dados de atributos alfanuméricos. Em torno desse núcleo estão os subsistemas descritos a seguir.

**Visualização Cartográfica** - permite combinar e selecionar dados para gerar novos produtos e visualizá-los na tela ou em cópias impressas. Sua interação com a parte central é unívoca, de dentro para fora.

**Digitalização de Mapas** - é o processo de vetorização, ou seja, a conversão de mapas analógicos, previamente escaneados e georreferenciados, em mapas digitais. A vetorização no ambiente SIG pode ser manual, semi-automática ou automática. É uma das modalidades de entrada de dados no sistema.

**Gerenciamento da Base de Dados Relacional** - controla a entrada de dados no sistema e responde pela integridade, gerenciamento e análise dos atributos alfanuméricos. Sua interação com a base de dados central se faz nos dois sentidos.

**Análise Geográfica** - É a componente de um SIG que o diferencia dos sistemas CAD e dos bancos de dados tradicionais. De um modo simplista, a análise

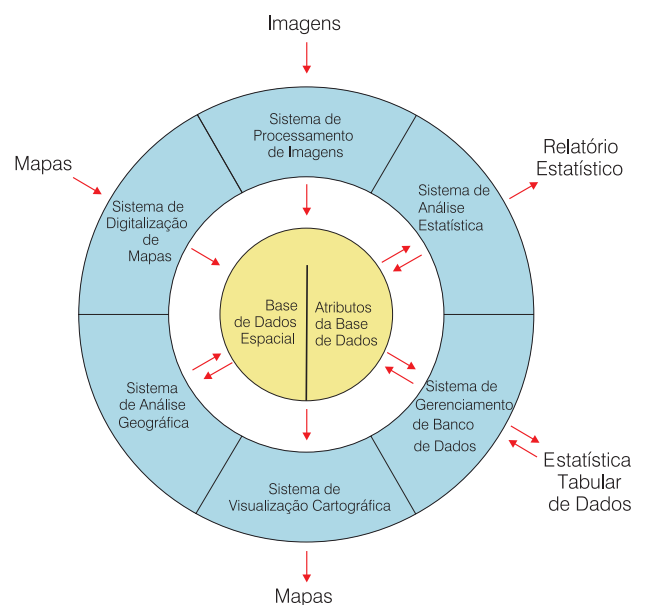


Figura 4.5.3 - Infra-estrutura lógica de um SIG (adaptado de Eastman, 1997)

geográfica nos SIG compreende as operações de consulta e análise baseadas na localização do dado. A interação com a parte central é um fluxo nos dois sentidos.

**Processamento Digital de Imagens** - Alguns SIG incorporam um módulo para processamento de imagens de sensores remotos. Nos SIG *Idrisi* e *Spring*, por exemplo, as funções disponíveis para processamento digital de imagens dão conta de operações de correção, pré-processamento, classificação, transformação e filtragem.

**Análise Estatística/Geoestatística** - diz respeito às técnicas de tratamento e análise de dados que representam fenômenos discretos ou contínuos. No primeiro caso, o objetivo é verificar como o fenômeno estudado se comporta espacialmente; no segundo, é modelar uma superfície representativa do fenômeno, utilizando, para isso, métodos de inferência determinísticos ou geoestatísticos.

#### 4.5.5 Como os Objetos do Mundo Real são Representados no SIG

O mundo ao nosso redor, ou seja, o espaço geográfico com todos os seus elementos, fenômenos e processos, naturais ou artificiais, está em permanente transformação e é bastante complexo. O entendimento do que seja espaço geográfico ainda é motivo de debates no meio acadêmico, o que implica diferentes percepções e definições de acordo com esta ou aquela corrente de pensamento científico.

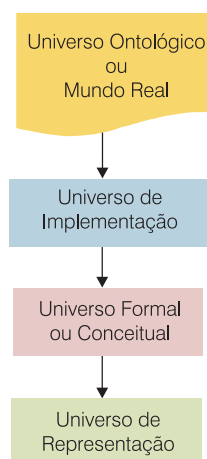
Mais importante do que os debates, que transcendem o escopo deste trabalho, é a questão do quê e como representar os elementos do mundo real nos sistemas computadorizados. O quê representar depende da percepção do especialista em identificar os aspectos relevantes do que está sendo modelado, da complexidade do espaço geográfico e das limitações próprias dos atuais *softwares* de SIG quanto à modelagem de fenômenos dinâmicos. A representação do mundo concreto no ambiente SIG é matéria inerente à modelagem de dados geográficos com seus conceitos, regras, simplificações e abstrações. Para Borges *et al.* (2005), um modelo de dados para aplicações geográficas deve:

- fornecer um alto nível de abstração;
- representar e diferenciar os diversos tipos de dados envolvidos nas aplicações geográficas, tais como ponto, linha, área, imagem etc.;
- representar tanto as relações espaciais e suas propriedades como também as associações simples e de rede;
- ser capaz de especificar regras de integridade espacial;
- ser independente de implementação;

- suportar classes georreferenciadas e classes convencionais, assim como os relacionamentos entre elas;
- ser adequado aos conceitos natos que o ser humano tem sobre dados espaciais, representando as visões de campo e de objetos;
- ser de fácil visualização e compreensão;
- utilizar o conceito de níveis de informação, possibilitando que uma entidade geográfica seja associada a diversos níveis de informação;
- representar as múltiplas visões de uma mesma entidade geográfica, tanto com base em variações de escala, quanto nas várias formas de percebê-las;
- ser capaz de expressar versões e séries temporais, assim como relacionamentos temporais.

Câmara (1995; 2005) refere-se ao **paradigma dos quatro universos** como a abordagem mais adequada à representação computacional dos dados geográficos. Os quatro universos de que trata essa abordagem estão representados na figura 4.5.4 e descritos abaixo de modo simplificado:

- O Universo Ontológico ou Mundo Real** - armazena os conceitos, as descrições e os relacionamentos sobre os objetos, fenômenos e processos do mundo real, tais como percebidos pelo homem. Aqui os objetos são identificados (floresta, cidade, malha viária, rio), descritos (floresta temperada caducifólia, rio perene) e inter-relacionados (o rio intercepta a floresta ou a malha viária está contida na cidade);
- O Universo Formal ou Conceitual** - é o nível do formalismo matemático e da álgebra computacional que modelam as entidades do mundo real para o sistema informatizado. Neste nível é discriminado se o dado geográfico é do tipo contínuo ou discreto;



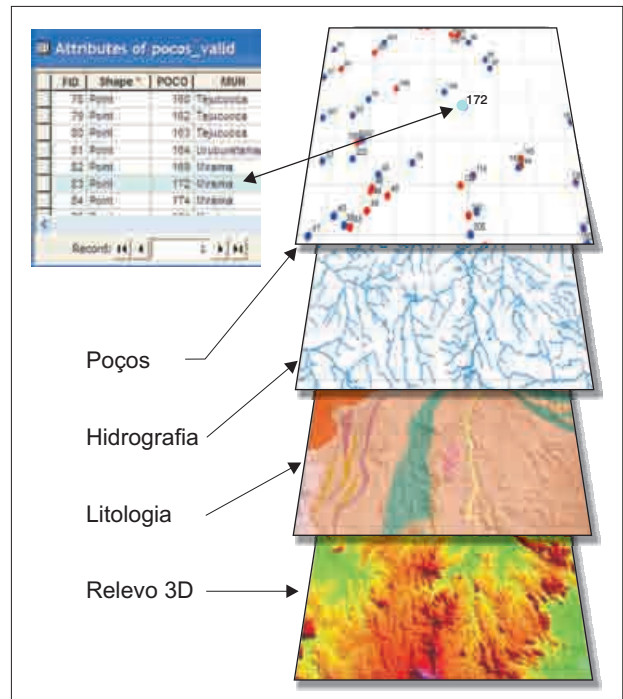
**Figura 4.5.4** - Modelo esquemático representando os quatro níveis de abstração no modelamento de dados geográficos (adaptado de Borges *et al.*, 2005).

- c) **O Universo Estrutural ou de Representação** - é neste universo que as entidades definidas no universo formal são traduzidas para as representações geométricas: ponto, linha ou polígono, se vetorial; grade regular, se raster; grade triangular ou regular, se dado numérico do tipo xyz; ou grafos orientados, no caso de redes; e
- d) **Universo de Implementação** - instância na qual são definidos os algoritmos, as estruturas de dados, a codificação, a linguagem e o paradigma de programação.

### 4.5.6 Como Funciona um SIG

A pedra angular dos sistemas de informação geográfica, como dito anteriormente, são os dados geográficos. Os SIG armazenam dados geográficos em camadas relacionadas entre si por uma referência espacial. Cada uma dessas camadas ou planos temáticos, tomados individualmente, corresponde a um nível de informação que representa diferentes aspectos ou propriedades de um objeto ou fenômeno da realidade. Tomados no conjunto, os referidos planos temáticos, provenientes de várias fontes, são organizados em uma base de dados geográficos que é o universo no qual podem ser relacionados, analisados e combinados entre si, como se estivessem empilhados uns sobre os outros (figura 4.5.5).

Nos SIG que utilizam um sistema dedicado para gerenciar os dados gráficos e outro para os não gráficos (arquitetura dual), o relacionamento entre os elementos gráficos e seus respectivos atributos é do tipo um-para-um, ou seja, a cada símbolo corresponde um único registro na tabela (figura 4.5.5). Em consequência, ao se selecionar um objeto geográfico no plano temático, o registro correspondente na tabela de atributos é selecionado e vice-versa.



**Figura 4.5.5** - Estrutura de armazenamento de dados geográficos em um SIG. Observar o relacionamento biunívoco entre um objeto geográfico (poço) e um registro da tabela de atributos.



**Figura 4.5.6** - Propriedades fundamentais de uma entidade real representada nos dados geográficos.

### 4.5.7 Características Básicas dos Dados Espaciais

As entidades do mundo real, tal como percebidas pelo homem, são representadas nos SIG pelos dados geográficos. Estes, para bem cumprir suas funções de representantes da realidade, devem incorporar pelo menos três propriedades intrínsecas a todos os fenômenos concretos e que os distinguem uns dos outros: localização no espaço geográfico, geometria e classificação. Uma quarta propriedade, também importante, diz respeito ao tempo (figura 4.5.6).

**Localização e Geometria** - a localização e a representação da geometria de um determinado fenômeno concreto no espaço digital dos computadores são resolvidas por meio de ferramentas da cartografia digital. Podem variar em função da resolução espacial dos dados, da percepção do

observador, da escolha do sistema de coordenadas e da escala do trabalho. Exemplificando, em escalas pequenas, uma cidade pode ser representada por um símbolo pontual cuja localização é dada por um par de coordenadas (x, y). Em escalas maiores, a mesma cidade pode corresponder a um polígono irregular. Um rio é outro exemplo de dupla representação cartográfica para uma mesma entidade, em razão da escala. A figura 4.5.7 ilustra claramente estes dois casos.

**Atributos** - o dicionário Aurélio (Ferreira, 1986) traz a seguinte definição de **atributo**: “aquilo que é próprio de um ser; característica qualitativa ou quantitativa, que identifica um membro de um conjunto observado”.



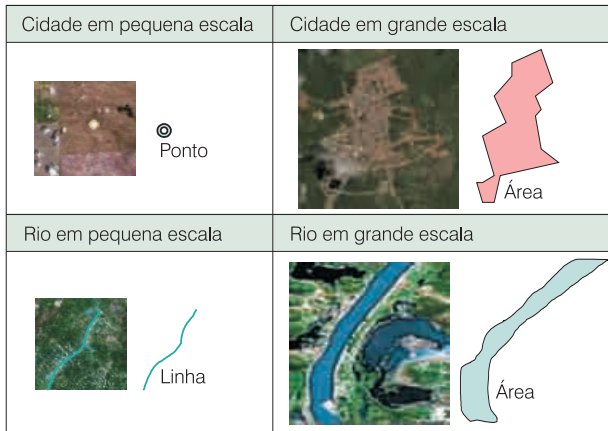


Figura 4.5.7 - Diferentes símbolos cartográficos em função da escala de observação.

Em síntese, os atributos são as componentes descritivas de um fenômeno e dependem da percepção do observador. Tomando os dois exemplos da figura 4.5.7, os atributos da cidade poderiam ser: nome, população, renda per capita etc.; os do rio, bacia hidrográfica, nome, extensão, ordem, se intermitente ou perene etc.

**Tempo** - é o fator determinante das mudanças que ocorrem nas outras propriedades. Quando ocorrem mudanças no objeto geográfico, suas representações no SIG devem ser atualizadas.

### 4.5.8 Tipos de Dados em um SIG

Na seção anterior, os dados espaciais foram analisados pelo prisma das propriedades intrínsecas aos objetos que eles representam. Nesta seção, é apresentada de forma esquemática uma classificação na qual os dados geográficos são divididos em duas componentes fundamentais e estreitamente inter-relacionadas: a **componente espacial** ou cartográfica, com suas localizações e geometrias, e a componente não espacial ou **atributos**. Ambas comportam subdivisões em modelos, cada um, com diferentes tipos de dados (figura 4.5.8) que serão sucintamente comentados.

#### Componente Espacial

Existem duas estruturas básicas ou modelos de dados para representação geométrica dos fenômenos: o modelo **Vetorial** ou geo-objetos e o modelo **Matricial**, também designado de *raster* ou geo-campos. No primeiro, os elementos gráficos fundamentais são pontos, linhas e polígonos. No segundo, as células ou *pixel* (*picture element*) de uma matriz são as unidades básicas de representação (figura 4.5.9). A tabela 4.5.1 relaciona as principais características de um e outro modelo.

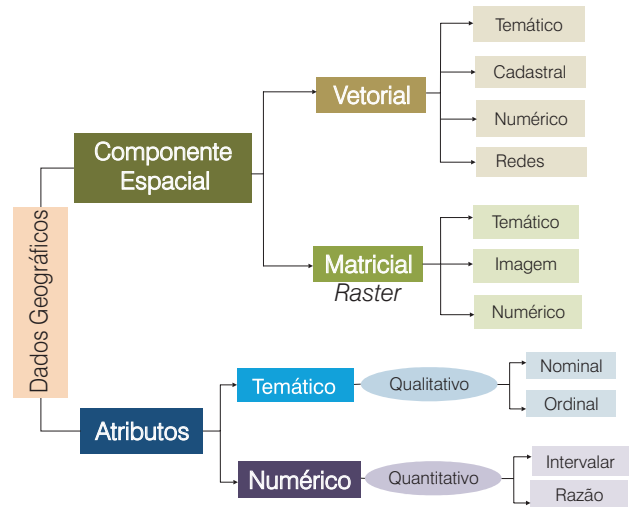


Figura 4.5.8 - Tipos de dados em um Sistema de Informação Geográfica.

Modelo Vetorial	Modelo Matricial
Mais indicado para representar fenômenos discretos	Adequado para representar fenômenos que variam continuamente no espaço
Admite relacionamentos topológicos, operações estatísticas e de consultas	Modelagem e simulação mais fáceis
Estrutura de dados complexa	Estrutura simples de dados
Inadequado para álgebra de mapas	Adequado para álgebra de mapas
Boa qualidade gráfica em todas as escalas de apresentação	Indicado para representação em pequenas escalas
Um mesmo objeto pode ser representado de várias formas, dependendo da escala	Reflete de modo mais eficiente a variabilidade de um fenômeno
Definição gráfica nítida dos limites dos objetos	As fronteiras entre regiões do espaço têm uma aparência serrilhada

Tabela 4.5.1 - Principais características dos modelos vetorial e matricial.

#### Modelo Vetorial

É a estrutura mais indicada para descrever fenômenos do mundo real que têm uma localização discreta no espaço geográfico e apresentam formas e limites bem definidos. Neste modelo, as geometrias dos fenômenos do mundo real são representadas pelas primitivas geométricas do espaço bidimensional - ponto, linha e polígono - que são armazenadas como pares de coordenadas bidimensionais **x, y** (figura 4.5.10) ou tridimensionais **x, y, z**. Alguns autores incluem a superfície, simbolizada por isolinhas, como uma primitiva geométrica.

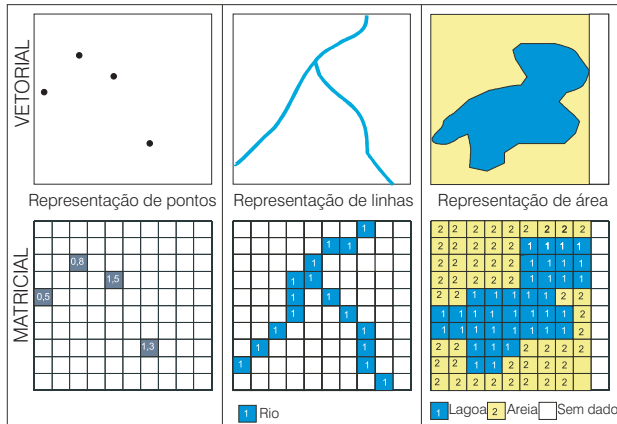


Figura 4.5.9 - Representações de pontos, linhas e polígonos nos modelos vetorial e matricial.

O ponto é a unidade básica do modelo vetorial. É definido por um par de coordenadas  $(x, y)$  e usado para representar feições que, numa determinada escala, são pequenas para serem cartografadas como áreas. Por exemplo, poço tubular, afloramento rochoso ou uma cidade (figura 4.5.10a).

A linha é definida como uma série de dois ou mais pontos conectados entre si. Arcos são linhas cujas extremidades são delimitadas por nós. Uma linha simboliza elementos cartográficos, tais como fronteiras entre países, contatos geológicos, curvas de nível etc., ou representa feições muito estreitas que não podem ser consideradas áreas, na escala do trabalho, como por exemplo, estradas e rios (figura 4.5.10a).

O polígono é formado por uma seqüência de pontos conectados entre si, de tal modo que o primeiro e o último sejam coincidentes. Nos SIGs, o polígono é mais bem definido como uma região de um plano delimitada por arcos. Na figura 4.5.10b, os nós do Arco 2 coincidem com os nós inicial e final do arco 1 para formar o polígono 1. Lagoas, propriedades rurais, classes de solo, são exemplos de objetos que podem ser representados por polígonos.

Um aspecto importante a ser levado em conta na produção de dados geográficos para uso em SIG é o que diz respeito à topologia - um ramo da matemática que trata das relações espaciais entre objetos. Exemplo de uma regra topológica conhecida como "arco-nó-região" é ilustrado na figura 4.5.10c. De acordo com essa regra, dois polígonos adjacentes, representativos de uma variável ambiental qualquer, compartilham a mesma fronteira, no caso, o arco 2, sem necessidade de duplicação.

**Vetorial Temático** - nesta categoria, os fenômenos e suas variações no espaço geográfico são representados por pontos, linhas e polígonos e pelos respectivos atributos qualitativos. Pontos, por exemplo, podem representar postes de madeira ou de concreto; linhas

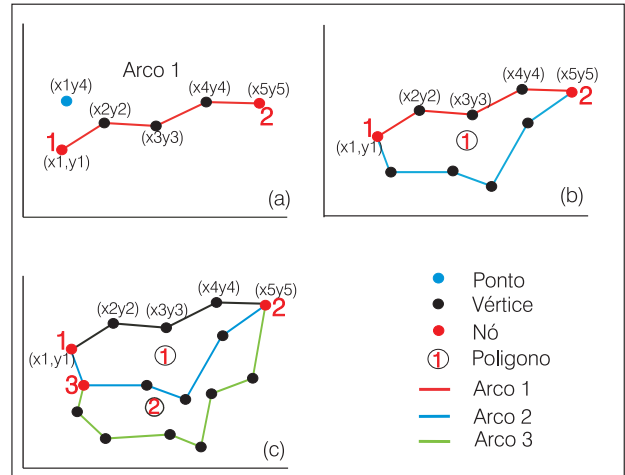


Figura 4.5.10 - Representação de pontos, linhas e polígonos no plano cartesiano  $xy$  do modelo vetorial. Observar as estruturas topológicas arco-nó em (a) e arco-nó-região, em (b) e (c).

podem simbolizar rios perenes ou intermitentes; e polígonos podem representar tipos de rocha em um mapa geológico.

**Vetorial Cadastral** - neste modelo, os objetos do mundo real podem estar associados a diferentes geometrias (pontos, linhas e polígonos) dependendo da escala, a exemplo do modelo vetorial temático, mas se diferenciam destes pelos seus atributos. Os pontos podem representar, por exemplo, objetos concretos como poços para captação de água, postes, ou eventos como ocorrência de crimes ou acidentes de trânsito. As linhas podem ser ruas, rios, trilhas, rotas de navegação etc. Os polígonos podem representar lotes urbanos, setores censitários, bairros, quadras etc.

**Vetorial Numérico** - as redes triangulares irregulares (TIN, acrônimo de *triangular irregular network*) e as isolinhas, ambas utilizadas para representar superfícies, são dois exemplos de estrutura vetorial numérica. Nas redes triangulares, os pontos (nós) distribuídos aleatoriamente no espaço  $(x,y,z)$  são unidos por arcos, formando triângulos irregulares contíguos organizados em uma estrutura topológica arco-nó. As isolinhas são linhas que unem pontos de igual valor "z" no espaço  $(x,y,z)$ .

**Vetorial Redes** - é uma estrutura de dados do tipo arco-nó, em rede, indicada para modelar eventos ou processos lineares que envolvem fluxos de materiais ou pessoas. Neste tipo de estrutura, cada arco é representado como um par ordenado de nós, na forma "a partir do nó  $i$  para o nó  $j$ " denotado por  $(i, j)$  (ZHAN, 1998). Os atributos dos arcos indicam o sentido do fluxo, enquanto os dos nós indicam a impedância que é o custo do percurso (Câmara & Monteiro, 2004). Exemplos de fenômenos representados nesta modalidade são as rede de esgoto, rede elétrica, rede de telecomunicações, malha viária, rede de drenagem, rota de coleta de lixo etc.

**Modelo Matricial**

Embora mais indicado para representar fenômenos que variam continuamente no espaço, o modelo matricial ou *raster* também é utilizado na representação de temas categóricos, a exemplo do mapa ilustrado na figura 4.5.11. Nesta modalidade, os elementos do espaço geográfico são representados por células ou pixel (*picture element*) organizados em uma matriz bidimensional composta de linhas e colunas. A cada célula é atribuído um valor ou símbolo, quantitativo ou qualitativo, que corresponde a uma propriedade do fenômeno observado, num determinado tempo. Quanto menor o tamanho da célula, maior é a resolução espacial e melhor a representação do fenômeno. A figura 4.5.11 ilustra um mapa de aptidão agrícola hipotético representado no modelo matricial. Os valores numéricos atribuídos às células têm conotação nominal, isto é, são classes de aptidão.

**Matricial Temático** - neste modelo, cada célula da grade é associada a uma classe do tema considerado. Tomando como exemplo o mapa da figura 4.5.11, cada célula é codificada segundo uma das oito classes de aptidão consideradas na região de estudo.

**Matricial Numérico** - nesta categoria, a superfície é representada por uma grade regular designada modelo digital de terreno (mdt) ou modelo numérico de terreno (mnt), na qual cada célula é definida por sua localização no plano **xy** e por um único valor

numérico da variável **z** medido no terreno. Tais superfícies não são consideradas tridimensionais verdadeiras, mas, sim, um tipo singular designado duas e meia dimensões (2,5 D). Geralmente, os valores numéricos atribuídos às células correspondem a grandezas reais obtidas por interpolação de amostras pontuais. Os modelos digitais de terreno representam fenômenos que variam continuamente no espaço, tais como relevo, magnitude de um sismo, temperatura, campo magnético, campo gravimétrico, concentração de um elemento químico nas águas de um lago etc.

**Matricial Imagem** - as imagens são um tipo especial do modelo matricial numérico no qual os valores atribuídos às células indicam a intensidade da radiação eletromagnética refletida pela área correspondente no terreno.

**Atributos**

Correspondem à componente descritiva dos dados geográficos e são armazenados, geralmente, em tabelas de um banco de dados relacional gerenciado pelo SIG. Nesse contexto, os atributos que descrevem as propriedades de um objeto ou fenômeno representado em um SIG podem ser classificados em quatro níveis segundo a classificação de escalas de medição proposta por STEVENS (1946). "... medição, em um sentido amplo, é definida como a atribuição de números aos objetos ou eventos de acordo com regras" (STEVENS, 1946, p. 677, tradução nossa).

**Escala Nominal** - os números são usados apenas como rótulos e podem ser substituídos por letras ou palavras, por exemplo: em um mapa hidrogeológico, os números "1, 2 e 3" estão associados, respectivamente, às classes aquífero poroso, aquífero cárstico e aquífero fraturado. Em um mapa rodoviário, o número "7" pode representar a classe rodovia pavimentada federal e o "8", a classe rodovia pavimentada estadual.

**Escala Ordinal** - o valor numérico representa um conjunto de classes ordenadas segundo critérios que expressam uma idéia relativa de intensidade, de risco, de tamanho etc., sem considerar magnitude ou proporção relativa. Exemplo: em um mapa temático sobre risco de contaminação de um aquífero, os números "1, 2, e 3" podem representar as classes de baixo, médio e alto risco, respectivamente. Essa categoria só admite comparações relativas, do tipo maior, menor ou igual.

**Escala Intervalar** - os valores representam números reais ordenados segundo uma escala calibrada, na qual o ponto de origem é arbitrado, admitindo valores positivos e negativos. Exemplos: a escala de temperatura Celsius, a escala do pH, que mede a concentração do íon hidrogênio em uma

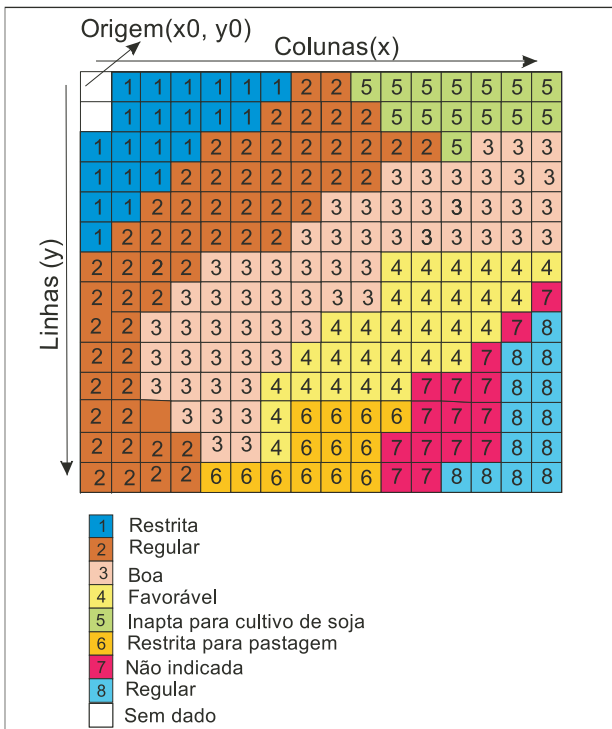


Figura 4.5.11 - Mapa hipotético de aptidão agrícola representado no modelo matricial.

solução, e o sistema de coordenadas geográficas, que tem sua origem arbitrada na interseção do meridiano de Greenwich com o paralelo Equador. É correto afirmar que uma solução com  $\text{pH}=2$  é mais ácida que uma com  $\text{pH}=4$ . No entanto, não faz sentido dizer que a primeira é duas vezes mais ácida que a segunda.

**Escala de Razão** - Este caso difere do anterior (escala intervalar) pelo fato de a origem do sistema não ser arbitrária, mas definida por uma condição natural importante. Tomando-se como exemplo a escala kelvin, o valor zero kelvin equivalente a  $-273,15$  graus Celsius é o zero absoluto (menor temperatura possível). Distância, peso, área, população, idade, enquadram-se nesta categoria. Em decorrência, é correto afirmar, por exemplo, que uma distância de 100 km é duas vezes maior que uma de 50 km; ou que densidade demográfica é o resultado da divisão do número de habitantes por uma área especificada.

### 4.5.9 Exemplos de Aplicação

#### Projeto Cadastro de Fontes de Abastecimento por Água Subterrânea no Semi-Árido Brasileiro

No período de 1998 a 2001, a CPRM realizou o cadastro de pontos de água subterrânea nos estados do Ceará e de Sergipe. Posteriormente, entre 2002 e 2004, a CPRM, com suporte financeiro do Ministério de Minas e Energia, executou o cadastramento de pontos de água subterrânea no restante da região semi-árida brasileira, compreendendo os estados do Piauí, Rio Grande do Norte, Paraíba, Pernambuco, Alagoas, parte do estado da Bahia e no Vale do rio Jequitinhonha, em Minas Gerais (figura 4.5.12).

Nesse trabalho foram cadastrados cerca de 87.000 pontos de água que tiveram suas coordenadas registradas por GPS. Em 60.000 pontos desse conjunto, foram coletadas amostras de água para determinação de suas condutividades elétricas e posterior estimativa das concentrações de sólidos totais dissolvidos. Quando possível, foram levantados outros dados hidrogeológicos, tais como nível estático, nível dinâmico, tipo de aquífero, produção etc. Também foram levantadas informações sobre as condições físicas, à época do cadastro, das instalações e equipamentos de captação e armazenamento de água, sobre o uso da água em cada ponto e várias outras questões de cunho socioeconômico.

Os dados registrados em fichas de campo foram transferidos, por meio de digitação, para um banco de dados desenvolvido em Access e, após consistência, exportados para uma base de dados geográfica em ambiente SIG. A análise exploratória dos dados, à

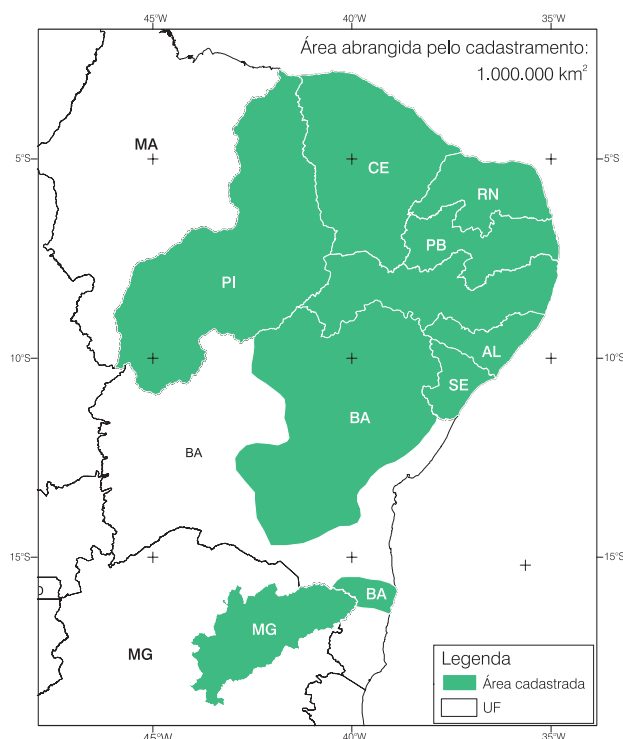


Figura 4.5.12 - Localização da área de atuação do projeto cadastramento de pontos de água.

medida que iam sendo transferidos para o aplicativo SIG, detectou erros nos registros das fichas de campo que foram, quando possível, repassados para as equipes de campo efetuarem as devidas correções.

Uma propriedade peculiar aos dados geoespaciais, já mencionada, diz respeito à natureza dual dos seus atributos, que apresentam uma componente descritiva ou convencional e outra espacial. Essa é a principal característica explorada pelas ferramentas de consulta disponíveis nos sistemas de informação geográfica. As consultas no ambiente SIG podem ser realizadas de diferentes modos: consulta interativa, diretamente na tabela de atributos ou na tela do computador; consulta aos atributos descritivos construindo uma expressão na linguagem SQL (*Structured Query Language*); consulta espacial na qual os objetos são selecionados por suas localizações relativas no espaço georreferenciado; e consulta híbrida, pela combinação dos dois últimos tipos.

O geoprocessamento acompanhou todas as etapas do projeto e teve um papel preponderante no planejamento de ações visando à recuperação emergencial de poços e nas tomadas de decisões envolvendo aplicações de recursos financeiros públicos. Sua execução envolveu diferentes modalidades de consultas, algumas simples, outras complexas, formuladas segundo um ou múltiplos critérios, sempre com o propósito de evidenciar aspectos relevantes embutidos nos dados ou gerar novas informações.

A seguir, são apresentados alguns exemplos resultantes desses procedimentos. A figura 4.5.13 é o produto de uma consulta por atributos à base de dados no qual as amostras de águas subterrâneas analisadas são classificadas em dois tipos – água doce e água salobra/salgada - segundo a concentração de sólidos totais dissolvidos. A análise visual da distribuição espacial dos pontos de águas representados na figura 4.5.13 ressalta uma compartimentação do espaço em zonas de predomínio de um ou de outro tipo. Essa percepção deu origem ao mapa temático de qualidade das águas subterrâneas da figura 4.5.14.

Em uma situação hipotética, um pesquisador é instado a responder a seguinte questão: qual a influência dos aquíferos (poroso e fissural) na concentração de sólidos totais dissolvidos nas águas subterrâneas do semi-árido brasileiro?

Para responder essa questão é necessário, em uma primeira etapa, classificar as águas subterrâneas em dois grupos - água doce e água salobra/salgada. Isto se consegue com uma simples expressão SQL: *“para água doce selecione todos o poços com valores de  $STD \leq 1.000$  mg/L e para água salobra/salgada aqueles com  $STD > 1.000$  mg/L”*. Em uma segunda etapa, deve-se produzir um mapa geológico categorizado em apenas duas classes de rochas: sedimentar e cristalina/metamórfica. Este mapa temático foi gerado a partir da Carta Geológica do Brasil ao Milionésimo (CPRM, 2006), utilizando ferramentas de consulta e reclassificação. Com esses dois subprodutos, processa-se uma consulta espacial relacionando os pontos de água cadastrados e as duas classes de rochas, do mapa simplificado, representadas por polígonos. Tal relacionamento é definido pelo seguinte critério: *“selecione todos os pontos de água que estão completamente dentro da classe sedimentar e preencha o campo TIPO\_AQUIF da tabela de atributos com a palavra poroso”*. Repete-se o mesmo procedimento para a classe cristalina, preenchendo o campo com a palavra fissural. Deste modo, todos os pontos na tabela ficam classificados em um dos dois tipos de aquíferos - poroso e fissural. Por meio de operações estatísticas simples aplicadas à tabela, obtém-se a resposta à questão formulada no início: com base na amostra estudada e considerando apenas as variáveis tipo de aquífero e concentração de STD, 87% das águas provenientes de aquíferos porosos são consideradas adequadas para o consumo humano. Esse percentual cai para 51% quando a proveniência das águas é de aquíferos fissurais (figura 4.5.15).

Entretanto, deve-se ressaltar que no semi-árido brasileiro as águas subterrâneas dos terrenos cristalinos são, usualmente, cloretadas e o limite de potabilidade dos cloretos é de 250 mg/L. Assim, uma determinada água que tenha, por exemplo, 900 mg/L de STD, considerada potável por este critério, pode apresentar cloretos acima de 250 mg/L e estaria fora do limite de potabilidade. Portanto, não se deve utilizar o critério STD isoladamente como fator decisório na

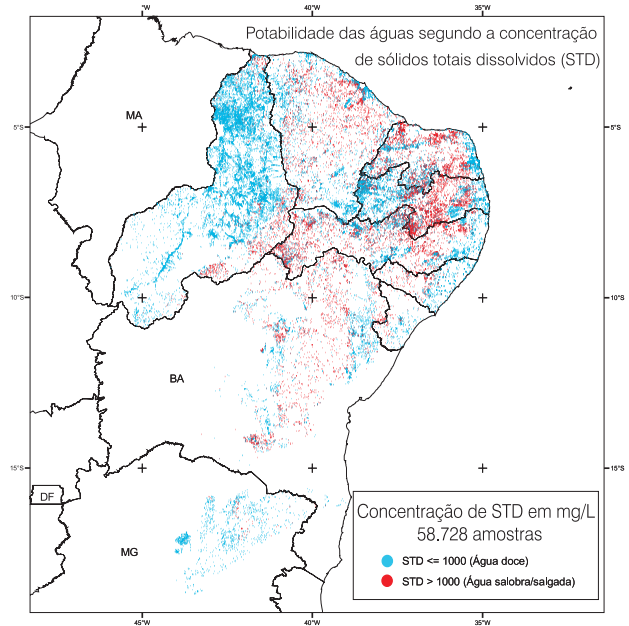


Figura 4.5.13 - Distribuição espacial dos pontos de água classificados quanto à concentração de sólidos totais dissolvidos (STD).

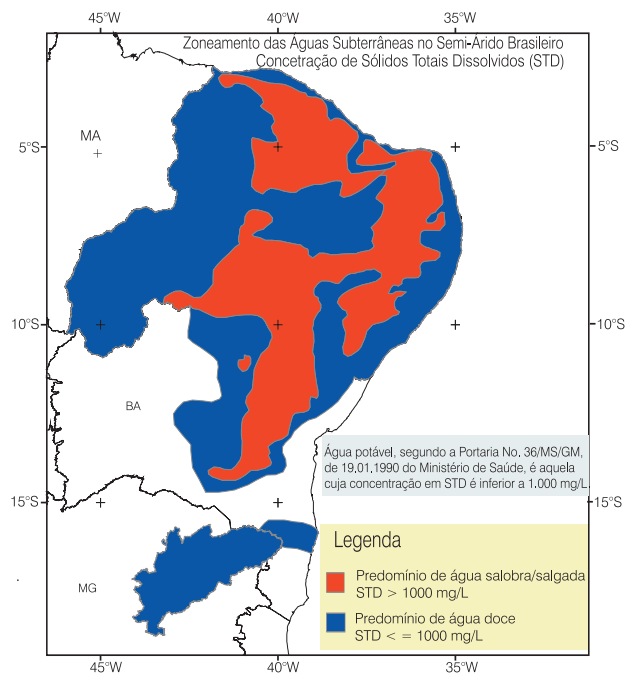
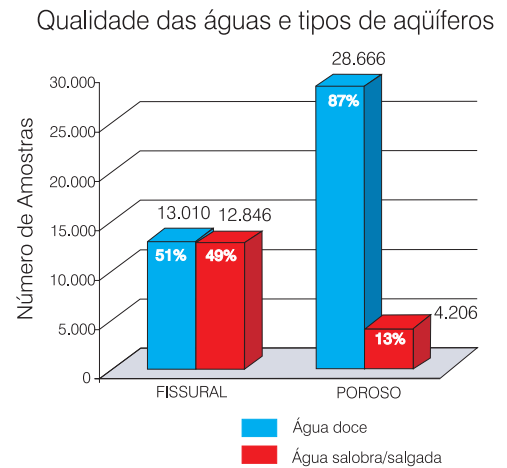
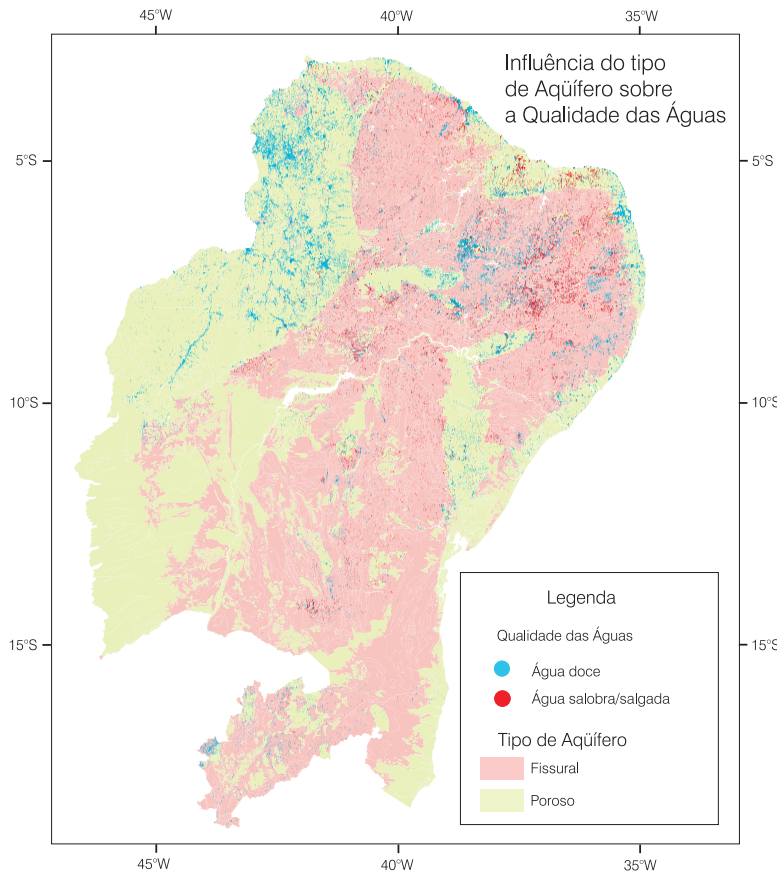


Figura 4.5.14 - Potabilidade das águas subterrâneas classificada em duas zonas de predomínio de uma das duas classes: a) água doce; b) água salobra ou salgada.

classificação de uma água quanto à potabilidade, sendo o mapa da figura 4.5.14 (baseado apenas em STD) apenas um referencial. Para a classificação definitiva de uma água, é obrigatória a realização de uma análise físico-química em laboratório (maiores detalhes nos capítulos 5.1 e 5.2).



**Figura 4.5.15** - Distribuição espacial dos poços e percentuais de águas doces e salgadas nos aquíferos porosos e fissurais no semi-árido brasileiro.

A análise dos dados levantados no cadastramento de poços no estado de Sergipe apontou problemas no abastecimento de água nas zonas rurais que poderiam ser resolvidos com ações governamentais simples. A CPRM, diante daquela realidade, apresentou uma proposta com algumas alternativas para subsidiar a tomada de decisão dos gestores públicos, no sentido de recuperar poços desativados e instalar sistemas simplificados de abastecimento de água. Uma das alternativas apresentadas propunha a recuperação de poços que à época encontravam-se paralisados ou não instalados, localizados próximos a escolas rurais da rede pública de ensino com carência de água potável. Para tal fim, os poços selecionados deveriam satisfazer às seguintes exigências:

- que estivessem paralisados ou não instalados;
- que tivessem uma vazão informada acima de 5.000 L/h;
- que tivessem uma concentração de STD inferior a 500 mg/L;
- que a distância euclidiana entre os poços e as escolas fosse inferior a 5 km.

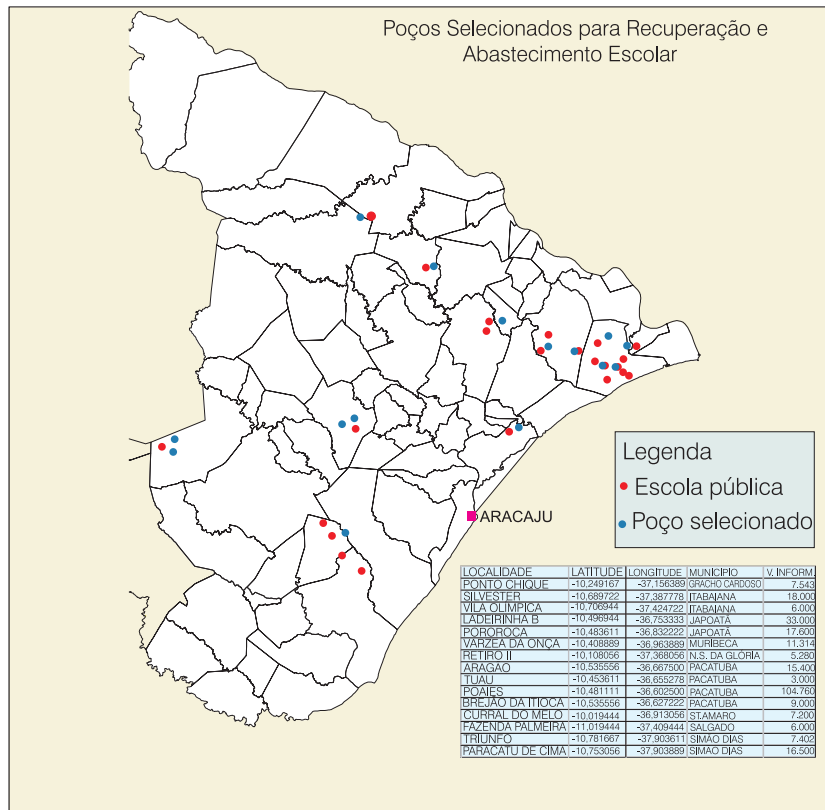
Tais condicionantes foram traduzidos para expressões na linguagem SQL e aplicados à base dados. A figura 4.5.16 mostra a distribuição espacial das escolas selecionadas por esse processo, bem como parte da respectiva tabela de atributos.

### Projeto Água Subterrânea no Nordeste do Brasil / PROASNE: Área Piloto Região de Irauçuba, CE

O Projeto Água Subterrânea no Nordeste do Brasil - PROASNE, foi executado no período de 2000 a 2004, no âmbito de uma cooperação técnica firmada entre o Serviço Geológico do Brasil e o Serviço Geológico do Canadá, com apoio financeiro da Agência Canadense de Desenvolvimento Internacional – CIDA, e teve a participação, além da CPRM, de diversas instituições brasileiras, federais e estaduais, das quais se destacaram as Universidades Federais do Ceará, Pernambuco e Rio Grande do Norte. O projeto, desenvolvido em três áreas-piloto (no Ceará, no Rio Grande do Norte e em Pernambuco), utilizou tecnologia avançada (geofísica aérea e terrestre e geoprocessamento, principalmente), na tentativa de aumentar o conhecimento da ocorrência, circulação e salinização da água subterrânea em terrenos cristalinos, visando reduzir o índice de insucesso na locação dos poços nestas regiões e melhorar seu nível de aproveitamento.

No Ceará, a área piloto selecionada foi a folha Irauçuba (SB.24Y-D-V), correspondente a uma quadrícula de 0,5 grau de lado (figura 4.5.17). Os critérios que determinaram a escolha dessa área foram de ordem geológica/hidrogeológica - amplo

Figura 4.5.16 - Poços cadastrados no estado de Sergipe como potenciais fontes supridoras de água para abastecimento de escolas públicas.



domínio de rochas cristalinas e extrema escassez de recursos hídricos – e social, pois a região detém baixos índices de desenvolvimento humano. Na área de estudo foram cadastrados 223 poços tubulares, dos quais 104 (47%) são considerados produtivos. Neste trabalho, um poço tubular para captação de

água subterrânea é arbitrariamente classificado como produtivo quando, segundo informações dos usuários, produz, no mínimo, 500 L/h.

A análise estatística dos dados levantados no cadastro mostra que a probabilidade *a priori* (probabilidade resultante do tratamento estatístico dos dados brutos, sem considerar qualquer critério na locação dos poços) de se perfurar um poço produtivo no cristalino, na área, é 0,47, o que significa dizer que a chance de se lograr êxito no evento considerado é quase “1 em 2” ou de 50%. Este aspecto, evidente na análise exploratória dos dados, reflete uma variabilidade espacial muito alta na ocorrência da água subterrânea, mercê da reconhecida complexidade do fluxo hídrico subterrâneo no domínio fraturado. Tal variabilidade, explica muitos dos casos de insucesso na prospecção de água subterrânea no cristalino do semi-árido brasileiro.

Diante desse quadro e com o propósito de reduzir a incerteza envolvida no processo de locação de poços, organizou-se uma base de dados espacial para geoprocessamento em ambiente SIG, na qual foram integrados e analisados produtos de sensoriamento remoto, dados geológicos, hidrogeológicos, pedológicos, geomorfológicos, entre outros. Os dados selecionados foram aqueles representativos de fenômenos ou evidências, também denominadas variáveis explicativas, que teoricamente



Figura 4.5.17 - Localização da área piloto selecionada no Ceará, folha Irauçuba (SB.24Y-D-V).

podem influenciar os processos de circulação e armazenamento de água em meios fissurais, a exemplo de fraturas, declividade e intemperismo. Isto, apesar das incertezas quanto à influência de cada fator individualmente e no conjunto, sobre o fenômeno estudado.

Tais evidências ou fatores, após exaustiva análise exploratória, foram combinados segundo duas metodologias ou modelos. Um modelo orientado pelo conhecimento, desenvolvido segundo regras heurísticas definidas por especialistas, e um modelo orientado pela análise estatística dos dados.

Em ambos os casos, a modelagem dos processos que teoricamente condicionam a infiltração, o fluxo e o armazenamento de água subterrânea em rochas cristalinas foi conduzida segundo os princípios da metodologia científica com o seguinte objetivo: gerar modelos conceituais previsores da ocorrência de água subterrânea em meio fraturado, e com isso, subsidiar a tomada de decisões quando da locação de poços em áreas geologicamente semelhantes, no semi-árido brasileiro.

### O Modelo Baseado em Conhecimento

Os dados utilizados nesta abordagem são os mesmos de Brandão e Gomes (2003), bem como a metodologia que envolveu as quatro etapas seguintes:

- seleção, com base no conhecimento empírico, das evidências ou fatores influentes no fenômeno em estudo;
- análise dos fatores com o objetivo de atribuir notas às suas respectivas classes, isto é, ponderá-las. Para isso, é necessário que as classes de cada um sejam normalizadas para um intervalo ou escala numérica ordinal, por exemplo, de 0 (zero) a 10 (dez), como ilustrado na figura 4.5.18;
- atribuição de pesos a cada um dos fatores, segundo as regras de decisão previamente definidas no contexto do objetivo a ser alcançado;
- combinação dos fatores entre si, aplicando a técnica de modelagem conhecida como Combinação Linear Ponderada - WLC (*Weighted Linear Combination*), por meio da função aritmética de média ponderada, expressa na equação abaixo:

$$\tau = \frac{\sum_{j=1}^n W_{ij} * Y_j}{\sum_{j=1}^n Y_j} \quad (4.5.1)$$

sendo,  $W_{ij}$  o peso atribuído à classe "i" do tema "J" e  $Y_j$  o peso atribuído ao tema "J".

As regras de decisão quanto ao relacionamento espacial entre os diferentes fatores e suas respectivas influências no fenômeno estudado constituem a essência da modelagem baseada no conhecimento.

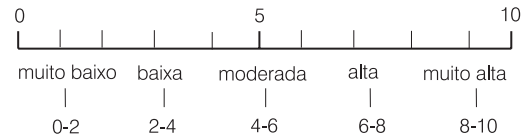


Figura 4.5.18 - Escala ordinal para ponderação das classes.

Por esse motivo, mesmo sendo orientadas por critérios consistentes, na visão do especialista, devem ser confrontadas com a realidade e calibradas por meio de simulações.

Os temas selecionados e incluídos na modelagem de Brandão e Gomes (2003) foram: litologia; solos; declividade; precipitação pluviométrica; cobertura vegetal e uso do solo; e lineamentos morfoestruturais, representados pelos temas densidade de interseção de fraturas e freqüência de fraturas.

**Cobertura Vegetal e Uso do Solo** - tema derivado do processamento digital de imagens do Landsat (ETM-7) empregando-se técnicas de segmentação de imagens por crescimento de regiões, de classificação supervisionada, de razão de bandas e transformação do espaço de cores para determinação do índice de biomassa, entre outras. O produto final resultante desse tratamento é o mapa temático apresentado na figura 4.5.19, cujas classes estão explicadas na tabela 4.5.2.

**Litologia** - tema extraído do mapa geológico da folha Irauçuba, escala 1:100.000 (Souza Filho, 2000). O arquivo vetorial com os polígonos representativos dos 14 litotipos originalmente identificados na área, foi reclassificado para cinco classes que, após conversão para o formato *raster*, foram ponderadas na escala ordinal de 0 a 10 (figura 4.5.20 e tabela 4.5.3).

**Mapa de Solos** - este tema é um extrato do Mapa de Solos do Ceará, escala 1:600.000 (CEARÁ, 1988), com algumas modificações e ajustes necessários para sua representação na escala 1:100.000. Após o corte da área de interesse, as 16 classes de solos cartografadas – algumas englobando associações de até três tipos - foram reclassificadas em sete classes e ponderadas segundo suas características intrínsecas favoráveis à infiltração das águas meteóricas: permeabilidade e espessura (figura 4.5.21). Isto, segundo a avaliação de especialistas.

**Declividade** - a inclusão do tema declividade neste modelamento justifica-se pela sua influência na velocidade do escoamento superficial das águas pluviais, com implicações na taxa de infiltração. Quando este trabalho foi executado, não se dispunha ainda dos dados de altimetria do SRTM, por isso, a declividade foi gerada por interpolação das curvas de nível e de pontos cotados, extraídos da carta topográfica da folha Irauçuba, escala 1:100.000, editada pela DSG. O método empregado foi triangulação de Delaunay, respeitando linhas de quebra representadas



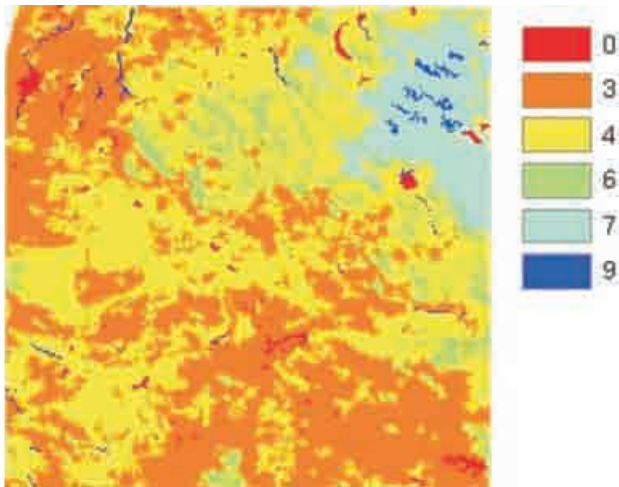


Figura 4.5.19 - Cobertura vegetal e uso do solo.

CLASSE	NOTA
Caatinga arbórea aberta e agricultura de subsistência	4
Caatinga arbórea fechada	6
Caatinga arbustiva, agricultura de subsistência e pecuária semi-intensiva	3
Pastagem/pecuária extensiva	4
Mata úmida c/ fruticultura comercial (bananicultura)	7
Mata úmida fechada	9
Mata ciliar	9
Área urbana	0
Espelho d'água	0

Tabela 4.5.2 - Notas atribuídas às classes do tema cobertura vegetal e uso do solo.

pelo arquivo vetorial da drenagem simplificada. A inclusão da rede de drenagem como marcadora de descontinuidades lineares do relevo tem como finalidade preservar os vales na superfície modelada, conferindo-lhe um aspecto mais natural. A carta de declividade expressa em porcentagem, obtida por este método, foi fatiada em cinco intervalos ou classes, tal como ilustrado na figura 4.5.22.

**Precipitação Pluviométrica** - os índices pluviométricos médios anuais na folha Irauçuba, de um modo geral, crescem do sertão para o litoral, ou seja, de sul para norte. No quadrante NE, região serrana, os índices pluviométricos mais elevados podem refletir influência da orografia. O mapa de pluviosidade apresentado na figura 4.5.23, com cinco classes já ponderadas, é uma versão modificada do mapa elaborado por Bezerra & Mendes (1997). Um aspecto interessante observado neste mapa diz respeito à elevada amplitude dos índices pluviométricos (800 mm), considerando-se a pequena extensão da área.

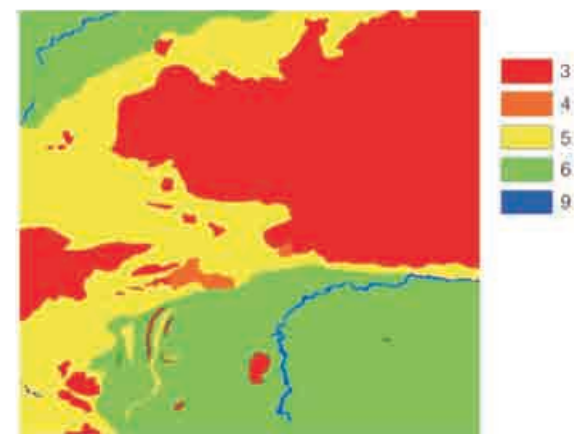
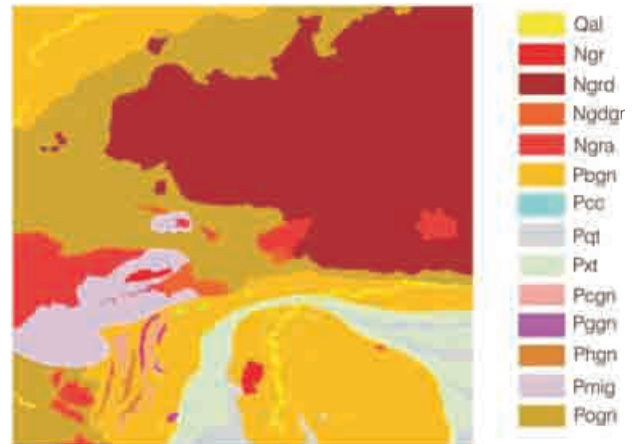


Figura 4.5.20 - (a) Mapa litológico da folha Irauçuba; (b) litologia reclassificada e ponderada.

CLASSE	NOTA
Qal – aluviões	9
Ngr - granitóides não deformados	3
Ngra – quartzo-dioritos e granitos róseos a duas micas	3
Ngrd – granodioritos e granitos porfíricos	3
Ngdgn – granodioritos e granitos porfíricos gnaissificados	4
Pbgn – biotita-gnaisses e gnaisses com granada e sillimanita	6
Pcc – metacalcários	6
Pcgn – calcissilicáticas	5
Phgn – hornblenda-biotita-gnaisses e paranfibolitos	6
Pmig – migmatitos paraderivados	5
Pqt – quartzitos	6
Pxt – xistos	6
Pogn – ortognaisses fortemente bandados	5
Pggn – corpos tabulares de granito	3

Tabela 4.5.3 - Explicação da legenda e notas atribuídas aos litotipos.

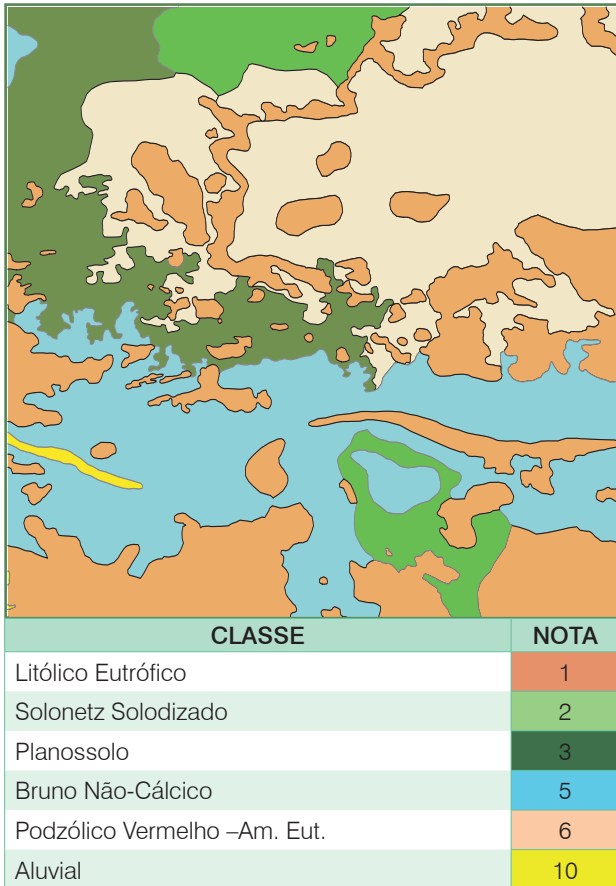


Figura 4.5.21 - Mapa de solos ponderado.

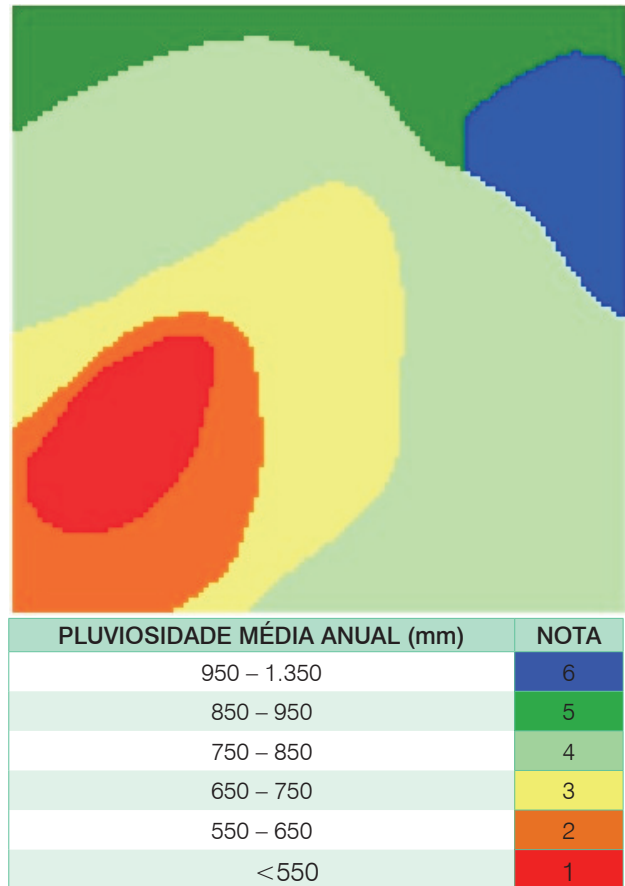


Figura 4.5.23 - Índices de pluviosidade média anual ponderados.

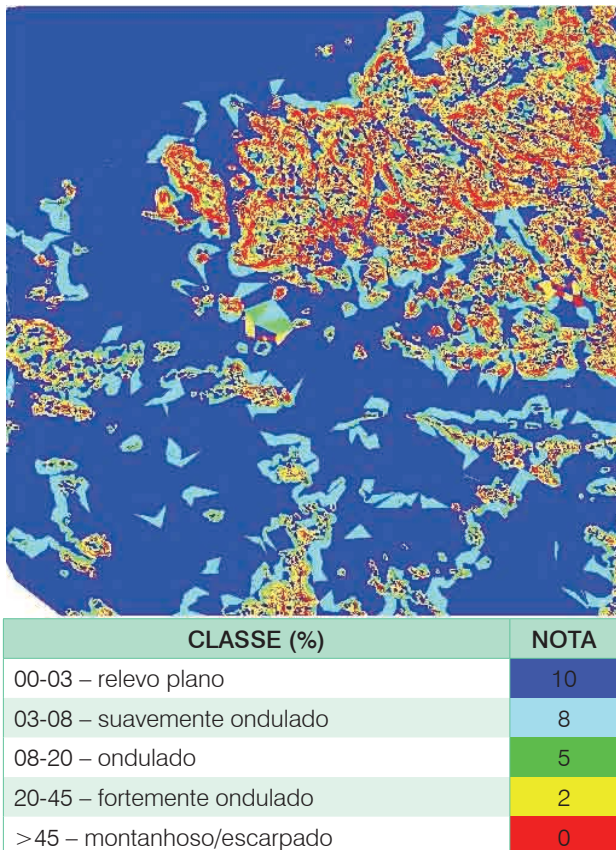
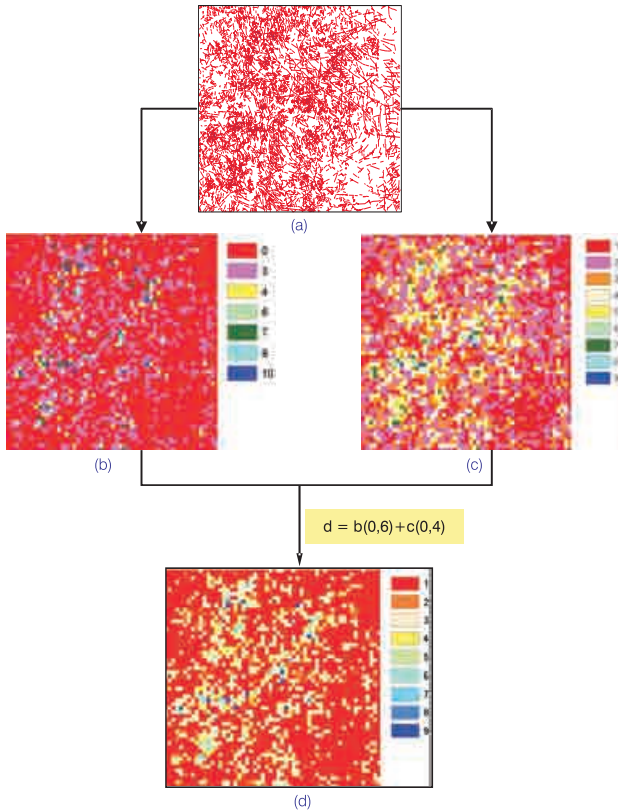


Figura 4.5.22 - Carta de declividade ponderada.

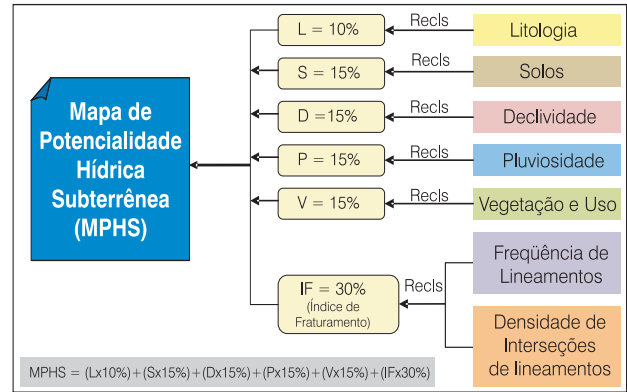
**Lineamentos Morfoestruturais** - as propriedades hidráulicas nos domínios fraturados são quase que exclusivamente condicionadas por falhas, fraturas e juntas - estruturas planares de regime tectônico frágil – em meso e macro escalas. Tomando como premissa que as feições topográficas são fortemente influenciadas pela tectônica recente, os lineamentos morfoestruturais visualizados nas imagens de sensoriamento remoto representam, em boa parte, a interseção de estruturas tectônicas planares com a superfície topográfica. Tais lineamentos, designados genericamente por fraturas, foram cartografados a partir de análise visual, conduzida em plataforma SIG, de vários produtos de sensoriamento remoto: imagens sombreadas do relevo, derivadas da grade SRTM, aerofotos digitalizadas e georreferenciadas, imagens de satélites (Landsat ETM7 + ASTER e CBERS) e imagem de RADAR. A figura 4.5.24 mostra, de modo esquemático, as principais etapas do geoprocessamento direcionado para o fim específico de gerar o plano de informação **Índice de Fraturamento**. Este é o resultado da soma algébrica ponderada de dois outros *grids*, o de densidade de interseções e o de frequência de lineamentos, que receberam, respectivamente, pesos de 60% e 40%.



**Figura 4.5.24** - Representação do processo de geração do plano temático **Índice de Fraturamento**: a) arquivo vetorial com os lineamentos morfoestruturais e os pontos de interseção; b) *grid* de densidade de interseção de lineamentos; c) *grid* de frequência de lineamentos. d) *grid* do índice de fraturamento obtido pela soma algébrica ponderada de (b) e (c).

**Mapa de Potencialidade Hídrica Subterrânea** - concluída a etapa anterior, os temas no formato *raster* com suas respectivas classes devidamente ponderadas, são hierarquizados de acordo com as regras de decisão previamente definidas. O tema “Índice de Fraturamento”, por exemplo, face à presumida influência sobre a permeabilidade das rochas cristalinas, foi o que recebeu maior pontuação individual (30%), quando combinado aos demais na expressão algébrica linear ponderada, para gerar o mapa de potencial hídrico. A metodologia e os principais critérios empregados na modelagem estão sintetizados no fluxograma da figura 4.5.25.

O mapa final, produto da álgebra de mapas aplicada aos planos de informação, é um *grid* numérico com valores no intervalo de 1,5 a 7,7, que expressam uma favorabilidade na escala ordinal de 1 a 10. A reclassificação deste *grid* em quatro classes de favorabilidade – Muito Baixa, Baixa, Moderada e Alta – resultou no **Mapa de Potencialidade Hídrica Subterrânea**, apresentado na figura 4.5.26, objeto final de todo o processo de modelagem descrito neste item.



**Figura 4.5.25** - Metodologia e critérios empregados na modelagem.

**Análise e Aferição do Modelo** - a primeira condição para que o modelo seja considerado eficiente é que ao ser incluído no processo de tomada de decisão – locação de poços no cristalino – apresente resultados estatisticamente positivos quando comparados aos resultados históricos. Como visto anteriormente, as chances, baseadas nos dados existentes, de se perfurar um poço produtivo na área em estudo é praticamente 1:1, ou seja, para cada poço produtivo existe um poço seco.

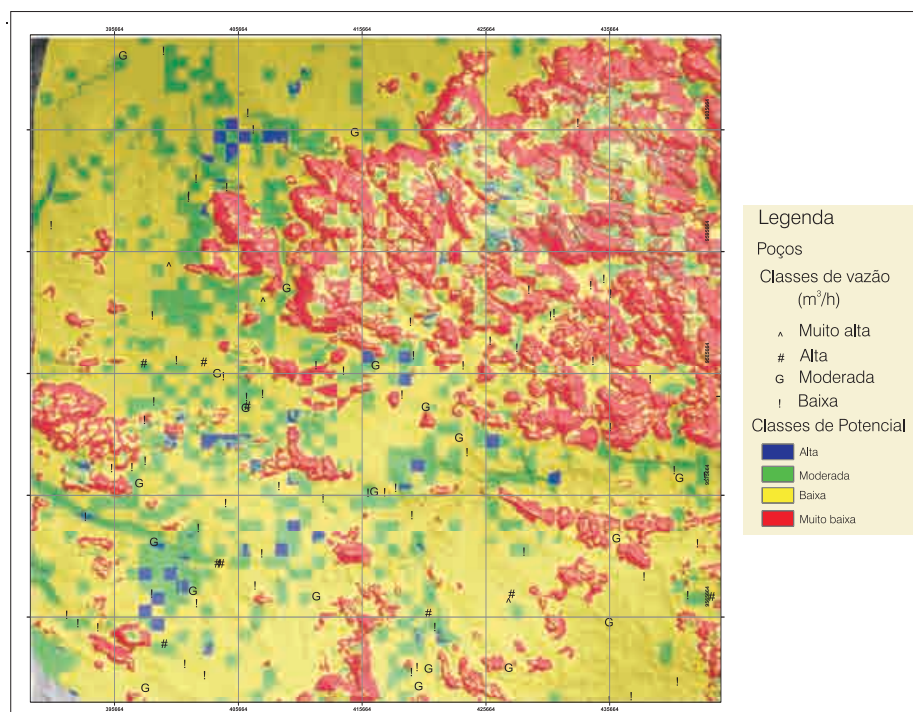
O método empregado para validação do modelo conceitual ora apresentado consistiu em cruzar os poços existentes com o modelo e, por meio de técnicas de geoprocessamento, extrair os dados necessários para preencher as tabelas 4.5.4 e 4.5.5 e gerar o gráfico da figura 4.5.27, a partir dos quais são feitas as seguintes considerações:

Classe de Potencialidade	Vazão de Produção (m³/h)						Soma
	<1	1-2	2-3	3-5	5-10	>10	
Alta	0	0	0	0	0	0	0
Moderada	14	6	2	3	1	1	27
Baixa	30	16	10	5	9	3	73
Muito Baixa	0	1	0	0	0	0	1
Soma	44	23	12	8	10	4	101

**Tabela 4.5.4** - Número de poços classificados por vazão versus classes de potencialidade.

Potencialidade	Área (km²)	Área (%)
Alta	354	11
Moderada	516	15
Baixa	1.813	54
Muito Baixa	682	20
Total	3.365	100

**Tabela 4.5.5** - Área de cada uma das classes de potencialidade.



**Figura 4.5.26** - Modelo Final - Mapa de Potencialidade Hídrica Subterrânea sobre relevo sombreado, mostrando a distribuição espacial dos poços classificados por vazão.

- do total de 101 poços, 100 estão distribuídos nas classes de Baixo e Moderado potenciais. Desse total, 73 na classe Baixa e 27 na classe Moderada;
  - 67 poços apresentam vazões inferiores a 2 m<sup>3</sup>/h, consideradas Baixas; 20, têm vazões entre 2 e 5 m<sup>3</sup>/h, consideradas Moderadas; 18, com vazões entre 5 e 10 m<sup>3</sup>/h, consideradas Altas; e, apenas quatro, com vazões acima de 10 m<sup>3</sup>/h, consideradas Muito altas;
  - nenhum poço localiza-se na classe Alta do mapa de potencialidade que representa 11% da área de estudo (tabela 4.5.5);
  - apenas um poço localiza-se na classe Muito Baixa, que tem uma área de 682 km<sup>2</sup> (20% da área total). Esta aparente incoerência é explicada pelo fato de essa classe corresponder a cristas e encostas íngremes de serras, portanto, impróprias para locação de poços (figura 4.5.26). Esse aspecto reflete a influência do fator declividade, ao qual foi atribuído o peso de 15% na expressão matemática da soma linear ponderada utilizada para gerar o mapa de potencial. Vale ainda ressaltar que as classes com declividades superiores a 20% são restritivas na modelagem;
  - dos 67 poços com vazões inferiores a 2 m<sup>3</sup>/h (vazão baixa), 46 (69%) estão localizados na classe de Baixo potencial, sendo, portanto, classificados como verdadeiros positivos;
  - dos 20 poços com vazões entre 2 e 5 m<sup>3</sup>/h (vazão moderada), 5 (25%) estão localizados na classe Moderada do mapa de potencial; os demais, 75% estão distribuídos na classe de Baixo potencial;
  - nove dos 10 poços com vazões entre 5 e 10 m<sup>3</sup>/h (vazão alta) estão distribuídos na classe de Baixa potencialidade; e
  - dos quatro poços com vazões superiores a 10 m<sup>3</sup>/h, três estão localizados nas classes Baixa e um na Moderada;
- Pelas razões acima, verifica-se que o modelo obtido por este método mostra pouca coerência com os dados existentes e, portanto, não deve ser utilizado como ferramenta auxiliar na tomada de decisão sobre a locação de poços. Todavia, essa conclusão não é definitiva e nem significa que o modelo esteja errado. Ao contrário, o modelo reflete, de modo consistente, a complexidade do fenômeno estudado que os dados utilizados não foram capazes de retratar. O modelo conceitual ora apresentado pode ser reavaliado sob outras perspectivas, uma vez que é resultante da contribuição de vários fatores que foram analisados, ponderados e relacionados entre si, segundo critérios fundamentados no conhecimento empírico, alguns subjetivos. Portanto, novas simulações são recomendadas. Outras melhorias podem ser conseguidas com a inserção de novas variáveis ambientais, se possível com resoluções mais sensíveis à variabilidade espacial do fenômeno estudado. Por fim, resta a alternativa de aplicar outras metodologias, como a apresentada a seguir, orientada pelos dados.

## O Modelo Baseado em Dados

Esta abordagem, semelhante à anterior nos objetivos, difere por ser isenta à interferência subjetiva do especialista. A imparcialidade deste método - **Regressão Logística (RL)** - reside no fato de que os pesos dos fatores ou variáveis independentes (VI) incluídos na equação para estimar a probabilidade de ocorrência do fenômeno estudado, ou variável dependente (VD), são derivados das relações entre os próprios dados. A restrição para aplicação deste modelo é que a variável dependente (ou variável resposta) deve obrigatoriamente ser dicotômica, admitindo apenas dois valores: **sim** ou **não**, **falso** ou **verdadeiro**. Neste estudo, a **VD** é a produção do poço, se produtivo ou seco. As **VI** não têm essa limitação e podem ser qualitativas e quantitativas. Os fundamentos teóricos do modelo logístico são explicados a seguir, de modo resumido.

- A função logística admite como entrada qualquer valor numérico entre  $-\infty$  e  $+\infty$  e retorna valores entre 0 (zero) e 1 (um). A probabilidade de a variável dependente assumir o valor 1 (resposta positiva) segue a curva logística da figura 4.5.27a, cuja expressão matemática é:

$$f(z) = \frac{1}{1 + e^{-z}} \quad (4.5.2)$$

onde **f(z)** é a probabilidade de ocorrência do evento, dado um conjunto de variáveis independentes, sendo **z** definida como:

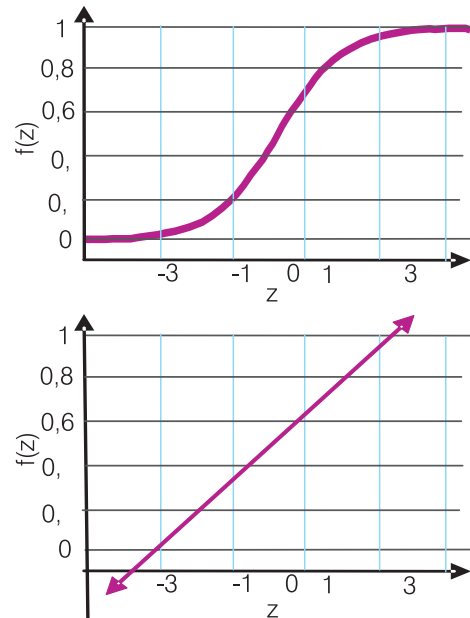
$$z = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 \dots + \beta_k x_k \quad (4.5.3)$$

onde,  $\beta_0$  é o intercepto;  $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_k$  são os coeficientes de regressão de  $x_1, x_2, \dots, x_k$ , respectivamente (fórmulas extraídas da Wikipédia, a enciclopédia livre).

- O pressuposto básico do modelo logístico é que a variável dependente ( $y$ ) é o resultado da interação dos fatores favoráveis ou restritivos ao fenômeno estudado.
- A análise por **RL** aplica uma transformação não linear à equação de probabilidade linear ( $y = a + bx + \epsilon$ ) para resolver inconsistências desta última; nesta expressão, **y** é a variável dependente que assume o valor 1 (um) ou 0 (zero); **a** é um termo constante; **b** é o coeficiente da variável independente; **x** é a variável independente;  $\epsilon$  é um termo de erro. Na figura 4.5.27b, a probabilidade calculada por esta expressão pode assumir valores menores que 0 (zero) e maiores que 1 (um), o que é uma inconsistência.

### Material e Métodos

O desenvolvimento deste trabalho requereu, nas suas diferentes etapas, o uso dos seguintes softwares: ESRI® ArcGis 9.0 com as extensões Spatial Analyst, 3D Analyst e Geostatistical Analyst; ENVI® (Environment for Visualizing Images), versão 4.4; SPRING (Câmara



**Figura 4.5.27** - (a) Curva da função logística; (b) reta de regressão linear mostrando que a probabilidade pode assumir valores inconsistentes - menores que 0 (zero) e maiores que 1 (um).

et al, 1996) – SIG com funções de processamento de imagens; Idrisi® versão Andes; e a suite de aplicativos Microsoft® Office Professional 2003.

No desenvolvimento deste modelo emprega-se o método indutivo, por meio do qual vários fenômenos teoricamente influentes em um determinado processo são analisados, selecionados, organizados e classificados. Em seguida, procura-se identificar possíveis relações de causalidade entre os fenômenos e o processo, para, então, descartar aqueles pouco influentes. Por último, os fenômenos avaliados como prováveis condicionantes do processo em estudo são combinados com o propósito de se generalizar, em um modelo probabilístico, as relações inferidas (figura 4.5.28). No nosso exemplo, a função utilizada para combinar os dados e gerar o modelo foi a **regressão logística multivariada**. Esta é uma ferramenta estatística largamente empregada na formulação de prognósticos de um fenômeno, natural ou artificial, cuja ocorrência é dicotômica e condicionada por um conjunto de fatores ou evidências.

O processo que se pretende avaliar é o que condiciona a ocorrência de água em aquíferos fraturados, nos quais a porosidade e a permeabilidade primárias são praticamente nulas. O paradigma, fundado no conhecimento empírico, de que o trânsito e o armazenamento da água nesse meio são controlados por estruturas planares do regime tectônico frágil (fendas, fraturas, juntas e falhas) é uma condição *sine qua non*, mas, será a única? A proposta deste trabalho é testar possíveis influências de outros fatores, que não só os de natureza tectônica e, com isso, contribuir para a evolução do conhecimento sobre o fenômeno estudado.

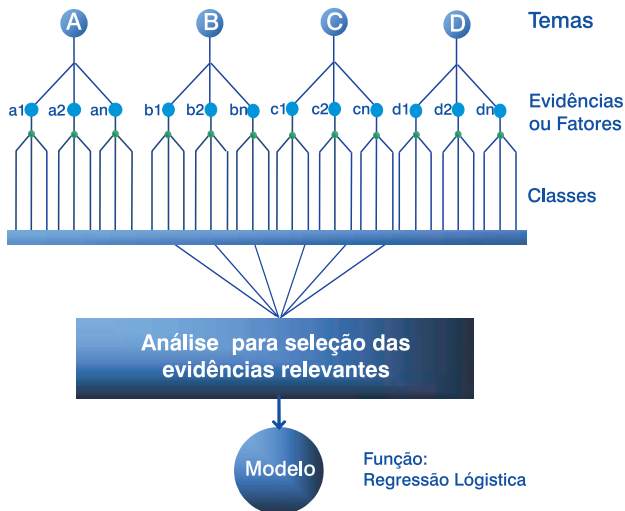


Figura 4.5.28 - Representação esquemática da metodologia aplicada (modificado de Pélouim, 2004)<sup>(1)</sup>.

### Preparação dos Dados

**Variável Dependente** - o primeiro passo foi a adequação da variável dependente para o formato binário exigido pelo modelo. Esta variável está representada na tabela de atributos por um campo numérico designado “vazão informada”, em razão dos seus valores, na maioria dos casos, resultarem de informações verbais prestadas pelos usuários quando da realização do cadastro de poços. Assim, a transformação desse dado para o formato binário, reduz as incertezas sobre o mesmo e atende à exigência do modelo. O critério adotado para essa conversão foi o seguinte: se os valores informados são inferiores a 500 L/h, a variável assume a condição 0 (zero), se maiores ou iguais a 500 L/h, assume a condição 1 (um). Por fim, o conjunto de 223 poços cadastrados foi dividido aleatoriamente em dois subconjuntos: um, com 115 poços, utilizado no desenvolvimento do modelo e outro, com o restante, preservado para a validação do modelo final. A figura 4.5.29 representa didaticamente esse procedimento, enquanto a figura 4.5.30 mostra a distribuição espacial dos poços selecionados para modelagem em relação ao mapa litológico.

**Variáveis Independentes** - as 13 variáveis explicativas, ou fatores, incluídos na modelagem são provenientes de diferentes áreas do conhecimento e foram selecionadas com base no conhecimento empírico. Por imposição do modelo, estas variáveis, descritas sucintamente a seguir, foram convertidas para o formato *raster*.

**Geologia** - a litologia, tema selecionado dessa categoria, é um arquivo vetorial de polígonos no formato *shapefile*. Para utilizá-lo no modelo, foi necessário corrigir algumas inconsistências topológicas e reclassificá-lo em 14 classes (Fonte: Souza Filho, 2000).

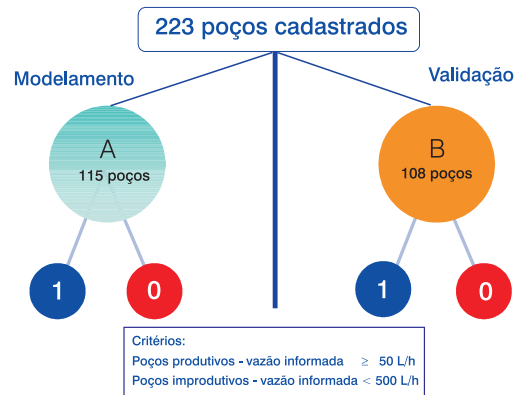


Figura 4.5.29 - Ilustração do método de preparação da variável dependente para modelagem. A população de poços é dividida aleatoriamente em dois conjuntos: um para desenvolvimento do modelo e outro para sua validação.

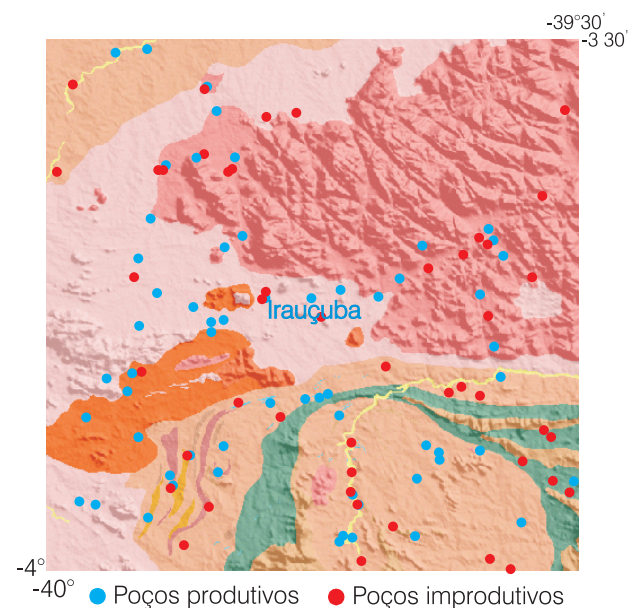


Figura 4.5.30 - Distribuição espacial dos 115 poços selecionados para modelagem sobrepostos ao mapa litológico.

**Solos** - arquivo vetorial de polígonos adaptado do mapa de solos do estado do Ceará por Brandão (2003).

**Modelo Digital de Elevação** - SRTM (*Shuttle Radar Topography Mission*).

**Lineamentos Morfoestruturais** - arquivo vetorial de linhas derivado da análise visual de imagens do relevo sombreado.

**Frequência de Lineamentos Morfoestruturais** - *grid* derivado do tema anterior por geoprocessamento.

**Densidade de Interseção de Lineamentos Morfoestruturais** - *grid* gerado a partir de um arquivo vetorial de pontos correspondentes às interseções dos lineamentos.

**Declividade** - valores em porcentagem, resultante do geoprocessamento do *grid* MDT-SRTM.

<sup>(1)</sup> Stéphane Pélouim - apresentação em Power Point, Fortaleza, 2004.

**Orientação de Encostas** - também designado de aspecto, este tema, um sub-produto do *grid* MDT-SRTM, indica os sentidos das pendentes das encostas, em azimute.

**Densidade de Interseção de Drenagem** - *grid* derivado do geoprocessamento do arquivo vetorial de pontos representativos das interseções da rede de drenagem, esta, por sua vez, derivada do modelo digital de elevação SRTM.

**Geomorfologia** - arquivo vetorial de polígonos representando a compartimentação do relevo em seis classes (Fonte: Brandão, 2003).

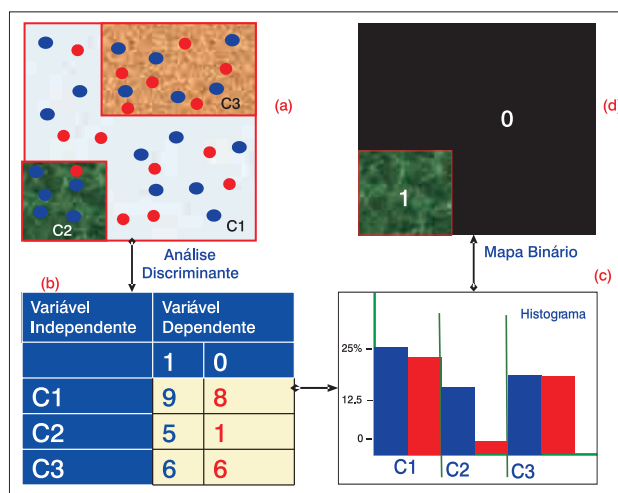
**Geofísica** - *grid* do campo magnético total reduzido ao IGRF (Fonte: CPRM).

**Produtos de Sensoriamento Remoto** - cobertura vegetal e uso do solo. Produto obtido por processamento digital de imagens Landsat 7 ETM+, atualizado e corrigido com base em mapas existentes e observações de campo (Fonte: Brandão, 2003).

**Pluviosidade** - mesmo arquivo vetorial de polígonos utilizado no modelo baseado em dados (Brandão & Gomes, 2003).

### Análise de Relevância das Variáveis Independentes - Caso Geral

Nessa etapa, as variáveis independentes são cruzadas, uma a uma, com a variável dependente e, por meio de técnicas estatísticas, são verificadas possíveis relações de causalidade das primeiras sobre a segunda. Para executar essa ação, utiliza-se uma ferramenta de geoprocessamento que captura os valores dos *pixels* de uma dada variável independente, correspondentes aos pontos (poços produtivos e improdutivos) da variável dependente. A figura 4.5.31a mostra esquematicamente este procedimento. A seguir, os dados assim obtidos são organizados em uma tabela com três colunas (figura 4.5.31b), na qual a primeira coluna é preenchida com as classes da variável dependente ( $C_1, C_2 \dots C_N$ ); a segunda e terceira colunas são preenchidas com o somatório dos poços produtivos (1) e improdutivos (0) localizados em cada classe. Esses valores são, então, convertidos para porcentagem e apresentados em histogramas (figura 4.5.31.c). Chega-se, então, à fase decisiva do processo que vai determinar o descarte ou a inclusão das variáveis independentes na modelagem. A lógica dessa conduta é a de que, se numa determinada classe de uma variável explicativa, o número de ocorrências bem sucedidas (poços com água) é significativamente superior ao número de ocorrências negativas (poços secos), então, é provável uma relação de causa e efeito entre as variáveis (independente e dependente). Na prática, este procedimento é feito por meio da análise dos histogramas resultantes da combinação, par a par, da variável dependente com cada uma das variáveis



**Figura 4.5.31** - Método utilizado para a inclusão ou descarte das variáveis independentes no modelo. (a) distribuição espacial dos pontos representando os poços secos e produtivos; (b) tabela associando o total de pontos (zero ou um) da variável dependente com as classes da variável independente; (c) histograma discriminante; (d) mapa binário, no qual a classe relevante recebe o valor 1 (um) e as demais são rotuladas com o valor 0 (zero) (modificado de Pélouquin, 2004<sup>(1)</sup>).

explicativas. No exemplo hipotético da figura 4.5.31c, as classes  $C_1$  e  $C_3$  serão descartadas, pois, nas duas, o percentual de poços produtivos e improdutivos é praticamente o mesmo. Já na Classe  $C_2$ , cerca de 80% dos poços perfurados são produtivos. Seguindo a linha de raciocínio adotada, este resultado é estatisticamente anômalo e deve ser investigado. É o momento em que a variável independente é convertida para o formato *raster* binário temático, atribuindo-se o valor 1 (um) para a classe  $C_2$  e 0 (zero) para as classes  $C_1$  e  $C_3$  (figura 4.5.31d).

### Análise de Relevância das Variáveis Independentes - Área de Estudo

Das 12 variáveis explicativas, selecionadas com base no conhecimento empírico, sete, foram consideradas prováveis candidatas para participar da modelagem: lineamentos morfoestruturais; solos; orientação de encostas; litologia; densidade de interseção de drenagem; anomalias magnéticas e vegetação e uso do solo. Fiel ao critério da impessoalidade, esse conjunto de sete variáveis foi testado no modelo de regressão logística. Após sucessivas simulações variando o número de fatores em diferentes combinações e rodando o modelo, chega-se à conclusão de que cinco deles podem ser descartados por se mostrarem redundantes ou pouco influentes no processo. São eles: litologia; densidade de interseção de drenagem; anomalias magnéticas; vegetação e uso do solo e orientação de encostas. O exame mais atento desses cinco planos de informação permite os seguintes comentários quanto aos motivos do descarte:

<sup>(1)</sup> Stéphane Pélouquin - apresentação em Power Point, Fortaleza, 2004.

- **Densidade de Interseção de Drenagem** - pelo fato da classe significativa ser de segunda ordem, quando o normal seria que a classe com maior densidade fosse a mais importante;
- **Vegetação e Uso do Solo** - por apresentar forte correlação com a variável solos;
- **Anomalias Magnéticas** - provavelmente porque a classe selecionada corresponde a valores de intensidade média do campo magnético total e tem ampla ocorrência em toda a área de estudo;
- **Litologia** - a classe 2 (dois), representada por ortognaisses granodioríticos e graníticos, recebeu valor 1 (um) e as demais, valor (zero). Ocorre que a classe 1 (um) coincide espacialmente com a classe 2 (dois) (planossolos) selecionada no mapa de solos. Quando as duas são combinadas na equação de regressão logística, a importância relativa do mapa de solos é bem superior à litologia, o que, em termos práticos, anula a contribuição desta última; e

- **Orientação de Encostas** - neste caso, o motivo do descarte é justificado pelo fato da classe selecionada (classe 1) corresponder a superfícies planas de ampla ocorrência por toda a área de estudo. E a exemplo das classes de baixo gradiente topográfico, na carta de declividade, concentra a maioria dos poços com e sem água.

Os histogramas dos cinco fatores excluídos do modelo são mostrados na figura 4.5.32. O gráfico da figura 4.5.32f mostra a probabilidade de sucesso (poço com água) para cada uma das classes da variável independente litologia. Neste exemplo, considerando que a litologia fosse a única variável explicativa do fenômeno estudado (ocorrência de água), a probabilidade de sucesso da classe 2 (dois), a mais relevante segundo a análise discriminante, é igual a 0,67.

Uma observação que merece registro é a de que, nesta abordagem baseada nos dados, a declividade não confirmou a relevância presumida no modelo

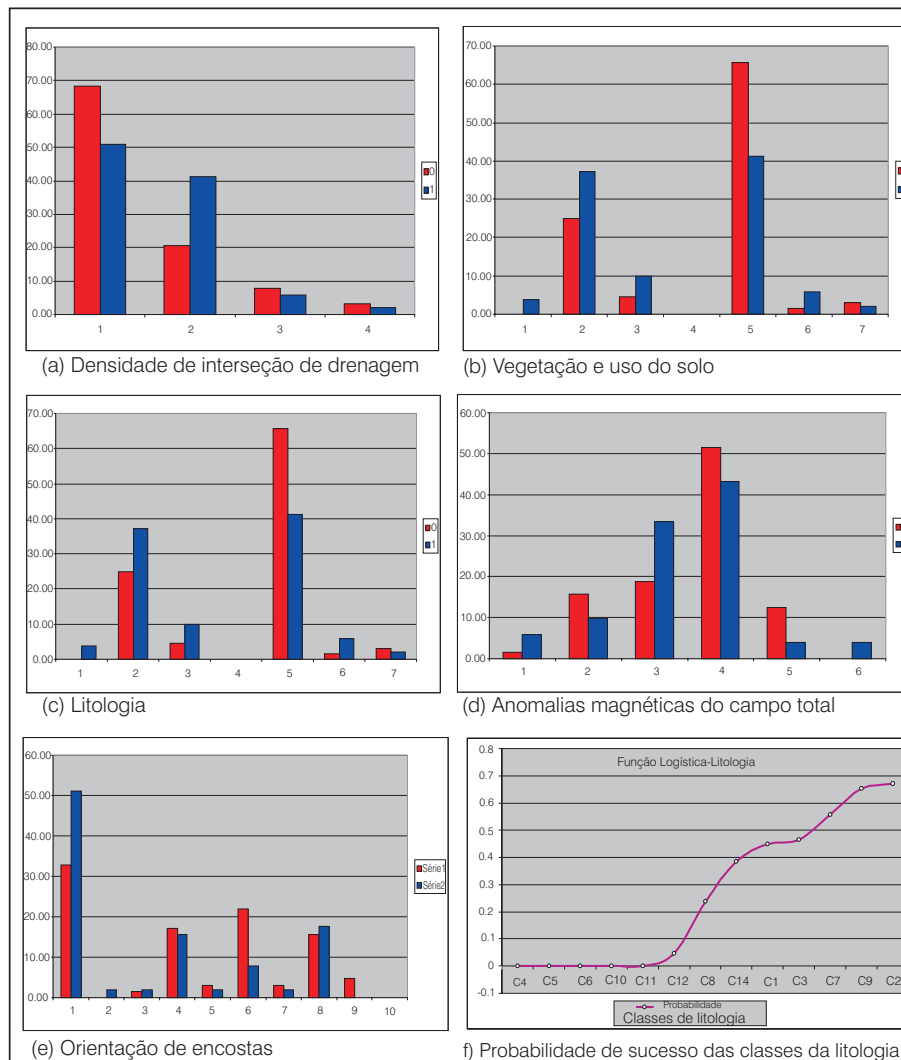


Figura 4.5.32 - Histogramas que induziram à inclusão preliminar das cinco variáveis independentes, posteriormente descartadas da modelagem. Observar que em (a), (b), (c), (d) e (e) as classes que indicam provável relacionamento com a variável dependente são (2), (2), (1), (3) e (2), nessa ordem. O gráfico apresentado em (f) mostra a probabilidade de sucesso (poço produtivo) para cada uma das classes da variável independente Litologia.



orientado pelo conhecimento. O exame do histograma da figura 4.5.33, mostra que a quase totalidade dos poços localiza-se em áreas planas onde estão incluídos, em igual proporção, os poços secos e os produtivos.

Ao final do processo analítico para definição das variáveis a serem incluídas no modelo final, do total de 12 planos de informação selecionados na fase preliminar restaram dois: **lineamentos morfoestruturais e solos**.

**Lineamentos Morfoestruturais** - as imagens do relevo sombreado das quais foi extraído este plano de informação é um subproduto do *grid* do modelo digital topográfico SRTM, com células de 90 m. O arquivo *raster* binário deste plano de informação é o resultado de modificações no arquivo vetorial de linhas aplicando as seguintes funções de geoprocessamento: cálculo dos azimutes correspondentes a cada uma das linhas e registro desses dados em um novo campo na tabela de atributos; criação de um corredor (*buffer*) de 150 metros em torno de cada linha; conversão para o formato *raster* temático; classificação em seis classes correspondentes a 12 setores angulares de 30°; e, por último, transformação para *raster* binário. A figura 4.5.34 mostra dois estágios desse procedimento e o histograma resultante da análise discriminante que indicou a classe 2 (dois) como favorável.

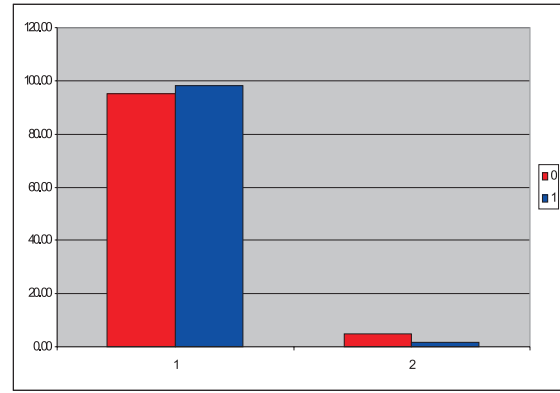


Figura 4.5.33 - Histograma do plano de informação declividade, não incluído no modelo. Observar que tanto os poços secos como os produtivos estão localizados em áreas planas.

**Solos** - o arquivo digital com os polígonos representativos das unidades pedológicas foi consistido e adaptado para uso na folha Irauçuba por Brandão e Gomes (2004), a partir do Mapa de Solos do Ceará, escala 1:600.000. As 18 classes de solos mapeadas na área foram agrupadas em seis classes para gerar o mapa *raster* temático apresentado na figura 4.5.35a. A análise discriminante deste tema indicou um provável relacionamento da classe 2 (planossolos)

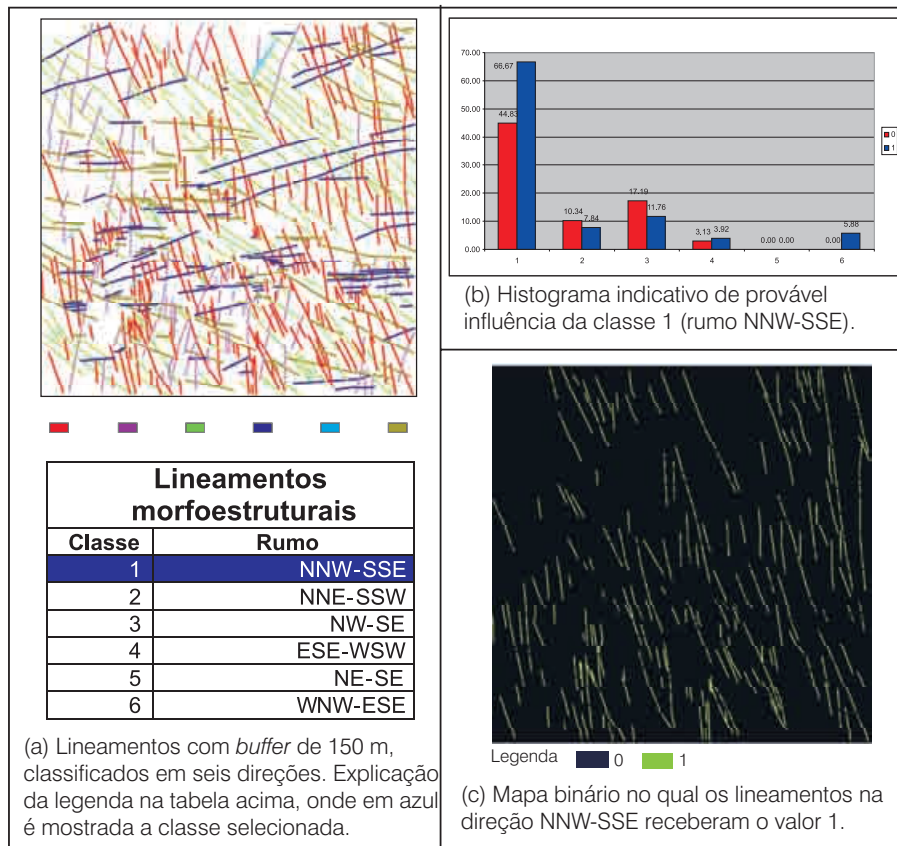


Figura 4.5.34 - (a) Mapa *raster* temático dos lineamentos com *buffer* de 150 m e organizados em seis direções, ou classes, conforme explicitado na tabela; (b) histograma discriminante; (c) mapa binário final com destaque para os lineamentos da classe NNW-SSE, aos quais foram atribuídos o valor 1.

com a variável dependente (figura 4.5.35b), o que induziu à sua seleção. Planossolos são solos rasos e, paradoxalmente, de baixa permeabilidade. Nesta região, encontram-se geralmente desenvolvidos sobre rochas gnáissico-migmatíticas e estão associados a relevos planos. O mapa binário com destaque para a área de ocorrência da classe selecionada é mostrado na figura 4.5.35c.

**O Modelo**

Enfim, chega-se ao final do processo contabilizando apenas duas variáveis explicativas para a construção do modelo: o mapa binário da carta de solos com uma única classe selecionada, planossolos, e o do plano de informação lineamentos morfoestruturais de direção NNW-SSE. Essas duas variáveis são, então, combinadas pelo método denominado álgebra de mapas. No caso específico, é aplicada uma função de regressão logística binária cujos resultados são o modelo probabilístico de ocorrência de água subterrânea (figura 4.5.36), a equação de regressão logística com os coeficientes atribuídos às variáveis explicativas e um relatório com dados estatísticos sobre o modelo.

A equação logística aplicada para gerar o modelo é expressa matematicamente por:

$$\text{logit}(\text{poços\_sim}) = (-12,22 + 2,46 * S + 1,99 * L) \quad (4.5.4)$$

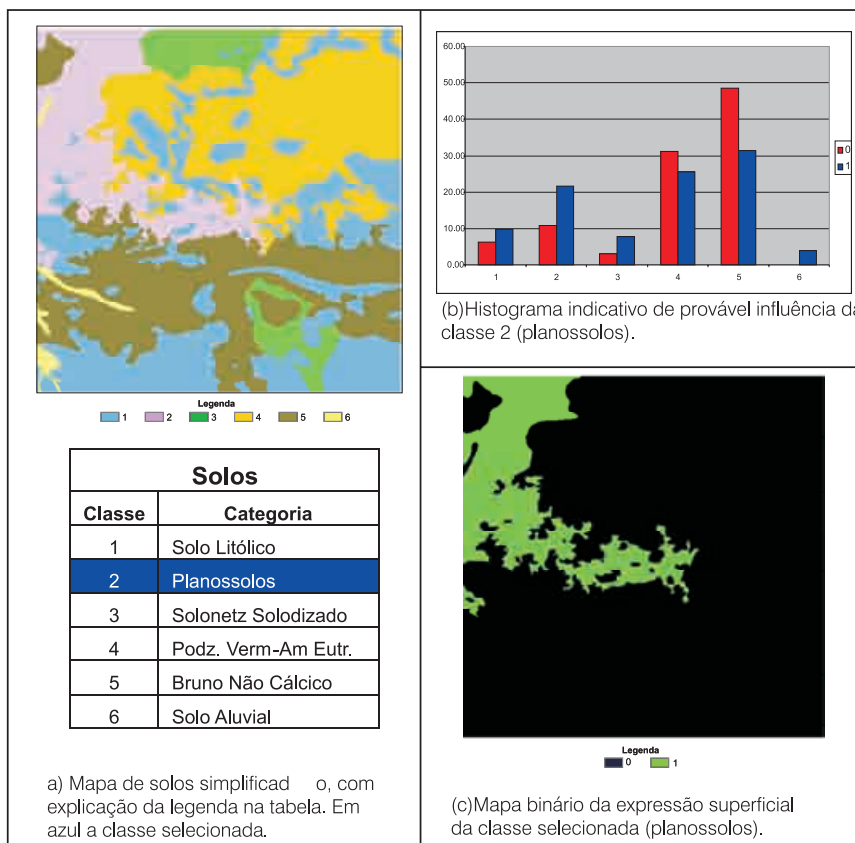
onde, os valores -12,22, 2,46 e 1,99 correspondem, respectivamente, ao intercepto, e aos coeficientes atribuídos aos solos (S) e aos lineamentos (L). Da análise dessa equação depende-se que os solos foram relativamente considerados mais importantes que os lineamentos. A tabela 4.5.6 mostra alguns dados estatísticos extraídos do relatório sobre o modelo, os quais expressam relações de proporcionalidade entre os 51 poços produtivos usados na modelagem e o número total de *pixels* da área.

**Validação do Modelo**

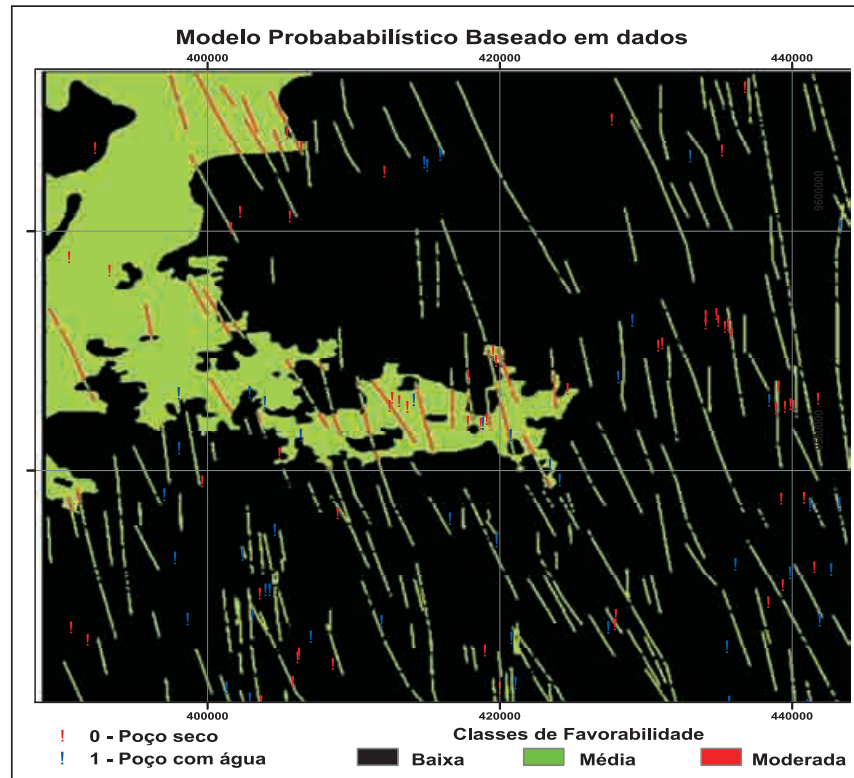
A avaliação da qualidade do modelo quanto à sua eficiência como ferramenta de prognóstico consistiu em compará-lo com o conjunto de 108 poços, produtivos e improdutivo, reservados para validação. A figura 4.5.36, na qual os referidos poços estão sobrepostos ao modelo, expressa visualmente essa relação.

Os índices de correspondências entre os poços de validação (dados observados) e os resultados numéricos do modelo estão representados no histograma da figura 4.5.37, e podem ser assim interpretados:

- a probabilidade de sucesso na classe de baixa favorabilidade, que representa 81% da área total, é 0,54;



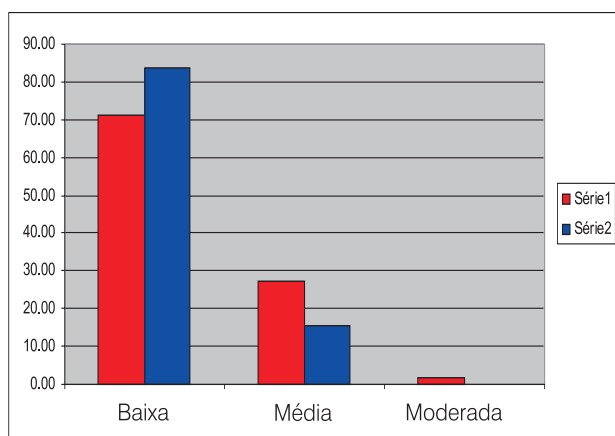
**Figura 4.5.35** - (a) Mapa de solos simplificado da folha Irauçuaba e tabela com identificação das classes; (b) histograma discriminante; (c) mapa binário da classe planossolos que recebeu o valor 1 (um).



**Figura 4.5.36** - Modelo probabilístico resultante da combinação, por regressão logística, da classe planossolos, da carta de solos, com os lineamentos morfoestruturais NNW-SSE. Os pontos representam poços reservados para validação do modelo.

Número total de observações em <i>pixels</i>	2.918.900
Número de poços produtivos	51
Percentagem de poços produtivos na área	0,0017
Numero de <i>pixels</i> da área amostrada	281.240
Numero de poços na área amostrada	5
Percentagem de poços produtivos na área amostrada	0,0018

**Tabela 4.5.6** - Dados estatísticos da modelagem.



**Figura 4.5.37** - Histograma representativo da validação do modelo mostrando a distribuição percentual dos poços secos e produtivos em relação às classes de favorabilidade Baixa, Média e Moderada.

- na classe de média favorabilidade, correspondente a 18,5% da área total, a probabilidade de acerto é de 0,37; e
- na classe de moderada favorabilidade, cuja área é inferior a 1% da área total, os dados são insuficientes para se estimar a probabilidade.

#### 4.5.10 Considerações Finais

Hoje, com a popularização dos computadores e a disseminação no mercado de vários aplicativos de SIG a preços acessíveis ou mesmo gratuitos, o geoprocessamento consolida-se, a cada dia, como ferramenta de trabalho que encontra aplicação em quase todas as áreas do conhecimento. Os conceitos básicos sobre geoprocessamento em ambiente SIG e os três exemplos de aplicações dessa tecnologia apresentados neste capítulo induzem às conclusões abaixo.

- A tecnologia dos sistemas de informação geográfica (SIG), além das funções de armazenar, organizar, consultar, processar e difundir dados espaciais, é eficaz na realização de análises complexas e como instrumento auxiliar na tomada de decisões.
- Os dois modelos conceituais resultantes da combinação dos dados espaciais, segundo diferentes metodologias, uma baseada no conhecimento e outra nos dados, quando submetidos aos testes de validação, mostraram-se ineficazes como

ferramentas de prognóstico do fenômeno estudado - ocorrência de água subterrânea em aquíferos fraturados na área de estudo.

- Paradoxalmente, a conclusão anterior reforça a tese de que os modelos do ponto de vista conceitual estão corretos e retratam a realidade de um fenômeno cuja variação espacial é, como indicam as evidências, ao acaso, ou então, relacionado a outros fatores não incluídos na modelagem. Por exemplo, a variação na espessura do manto de intemperismo, condicionada pela presença ou ausência de fraturas. Esse comportamento aleatório da ocorrência de água subterrânea, não só na área estudada, como, de resto, no domínio fraturado do semi-árido brasileiro é a regra, como mostram os muitos exemplos de poços produtivos localizados nas vizinhanças de poços completamente secos.
- O modelo baseado em dados reflete claramente a influência de dois fatores: uma classe específica de solos e os lineamentos morfoestruturais orientados segundo NNW-SSE.
- No modelo orientado pelos dados, o nível de detalhe de dois fatores, frequência e densidade de interseção de lineamentos, teoricamente influentes no processo, não apresentou resolução suficiente para confirmar a relevância que lhes foi atribuída na combinação linear ponderada do modelo orientado pelo conhecimento.
- A declividade, fator considerado importante no modelo orientado pelo conhecimento, foi excluída do modelo baseado em dados pelo fato de que a quase totalidade dos poços, secos e produtivos, localizam-se em áreas planas.
- A regressão logística multivariada, técnica empregada no desenvolvimento do modelo baseado em dados, mostrou-se um método prático para descrever os relacionamentos entre a variável dicotômica dependente (presença ou ausência de água nos poços) e as possíveis variáveis explicativas desse fenômeno. Entretanto, o especialista deve estar atento quanto ao fato de que nem todo relacionamento entre a variável dependente e as variáveis independentes implica, necessariamente, causalidade.
- Mais significativos do que os resultados obtidos com a modelagem são a compreensão do fenômeno estudado e dos fatores a ele relacionados.

## Referências

BEZERRA, E. C.; BEZERRA, J. E. G.; MENDES, M. de F. S. Precipitações. In: CEARÁ. Secretaria de Planejamento e Coordenação – SEPLAN. Fundação Instituto de Planejamento do Ceará – IPLANCE. **Atlas do Ceará**. Fortaleza, 1997. p. 22-23.

BONHAM-CARTER, G. F. **Geographic information system for geoscientists: modelling with GIS**. 3. ed. Ottawa: Pergamon, 1998. 398 p. il. (Computer Methods in Geoscience, 13).

BORGES, K. A. V.; DAVIS JR., C. A.; LAENDER, A. H. F. Modelagem conceitual de dados geográficos. In: CASANOVA, M. et al. (Ed.) **Banco de dados geográficos**. Curitiba: MundoGEO, [2005]. p. 83-136. Disponível em: <<http://www.dpi.inpe.br/livros/bdados>>

BRANDÃO, R. L.; GOMES, F. E. M. Técnicas de geoprocessamento e sensoriamento remoto aplicadas na avaliação do potencial hidrogeológico da folha Irauçuba. **Revista de Geologia**, Fortaleza, v. 16, n. 1, 2003.

BURROUGH, P. A.; McDONNELL, R. A. **Principles of Geographical Information Systems**. Oxford: Oxford University Press. New York, 1998. 333 p.

CÂMARA, G. **Modelos, linguagens e arquiteturas para bancos de dados geográficos**. 1995. 265 f. Tese (Doutorado em Computação Aplicada) - Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais -INPE, São José dos Campos, 1995.

CÂMARA, G. Representação computacional de dados geográficos. In: CASANOVA, M. et al. (Ed.) **Banco de dados geográficos**. Curitiba: MundoGEO, [2005], p. 1-44. Disponível em: <<http://www.dpi.inpe.br/livros/bdados>>

CÂMARA, G.; DAVIS JR., C. A. Definições de Geoprocessamento: conceitos básicos de um SIG. Apresentação do livro. In: CÂMARA, G.; DAVIS JR., C. A.; MONTEIRO, A. M. V. (Org.). **Introdução à Ciência da Geoinformação**. INPE, [2001]. p. 1-5. Disponível em: <<http://www.dpi.inpe.br/gilberto/livro/introd/cap1-introducao.pdf>>

CEARÁ. Secretaria de Agricultura e Reforma Agrária- SEARA. **Zoneamento Agrícola do Estado do Ceará**. Fortaleza, 1988.

COWEN, D. J. GIS versus CAD versus DBMS: what are the differences? In: PEQUET, D. J.; MARBLE, D. F. (Org.). **Introductory readings in geographic information systems**. Bristol, PA: Taylor & Francis, 1990. p. 52-61.

CURRY, M. C. **Digital Places: living with Geographic Information Technologies**. London; New York: Routledge, 1998. 191 p. il.

EASTMAN, J. R. **Idrisi for Windows: User's guide: version 2.0**: Jan. 1997. Worcester, MA: IDRISI Production / Clark University, 1997.

ESRI. **ArcGis 9: using ArcGis Spatial Analyst**. California, 2002. 1 CD-ROM.

FERREIRA, Aurélio Buarque de Holanda. **Novo dicionário Aurélio da língua portuguesa**. 2. ed. Rio de Janeiro: Nova Fronteira, 1986. 1838 p.

LAUDON, K. C.; LAUDON, J. P. **Sistemas de Informação**: com Internet. 4. ed. [Trad. de Dalton Conde de Alencar e Rev. Técnica de Cristina Bacelar]. Rio de Janeiro: LTC, 1999. 389 p. il.

SOUZA FILHO, O. A. de. **Projeto Mapa de Previsão de Recursos Hídricos Subterrâneos, Folha SA.24-Y-D-V – Irauçuba**. Fortaleza: CPRM, 2000. 50 p. il. Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil – PLGB.

STEVENS, S. S. On the theory of scales of measurement. **Science**, v.103, p. 677-680, 1946.

STEVENS, S. S. *Mensuração, psicofísica e Utilitários*. In: RATOOSH, C. W. Churchman. **Medição: definições e teorias**. New York: John Wiley, (1959). Cap. 2.

TOMLINSON, R. **Thinking about**: geographic information system planning for managers: GIS. 3 ed. California: ESRI Press, 2007. 238 p. il.

ZHAN, F. Benjamin. Representing Networks. In: NCGIA Core Curriculum. **Geographic Information Science - GIScience, Unit 064**. Santa Barbara, CA., 1998. Disponível em: <<http://www.ncgia.ucsb.edu/giscc>>





## Fonte Natural

(Foto: J. Geilson A. Demetrio, 2007)

Localizada no terreno da Companhia Integrada Têxtil de Pernambuco – Citepe, complexo portuário de Suape, município de Ipojuca, PE.





# Qualidade das Águas Subterrâneas



Capítulo 5.1 - Noções de Hidroquímica

Capítulo 5.2 - Geoquímica das Águas Subterrâneas

Capítulo 5.3 - Contaminação das Águas Subterrâneas

Capítulo 5.4 - Vulnerabilidade à Poluição de Aqüíferos



## Capítulo 5.1

## NOÇÕES DE HIDROQUÍMICA

Almany Costa Santos

## 5.1.1 Introdução

Do ponto de vista hidrogeológico, a qualidade da água subterrânea é tão importante quanto o aspecto quantitativo. A disponibilidade dos recursos hídricos subterrâneos para determinados tipos de uso depende, fundamentalmente, da qualidade físico-química, biológica e radiológica. O estudo hidrogeoquímico tem por finalidade identificar e quantificar as principais propriedades e constituintes das águas subterrâneas, procurando estabelecer uma relação com o meio físico.

A qualidade da água é definida por sua composição e pelo conhecimento dos efeitos que podem causar os seus constituintes. O conjunto de todos os elementos que a compõem, permite estabelecer padrões de qualidade da água, classificando-a, assim, de acordo com seus limites estudados e seus usos (consumo humano, dessedentação animal, irrigação, industrial, piscicultura, aquíicultura, recreação e urbano).

Os processos e fatores que influem na evolução da qualidade das águas subterrâneas podem ser intrínsecos e extrínsecos ao aquífero. A princípio, a água subterrânea tende a aumentar concentrações de substâncias dissolvidas à medida que se mover lentamente nos diferentes aquíferos. No entanto, muitos outros fatores interferem, tais como: clima, composição da água de recarga, tempo de contato água/meio físico, litologias atravessadas, além da contaminação causada pelo homem.

Água subterrânea e água de boa qualidade não têm o mesmo significado e, em muitos casos, a água subterrânea pode ser de baixa qualidade, inclusive tóxica para o homem, animais e vegetais. Este capítulo tem como principais objetivos:

- orientar na escolha de equipamentos para coleta e no armazenamento e preservação de amostras de água subterrânea, de acordo com a finalidade do estudo hidrogeológico;
- dar noções gerais de Hidroquímica;
- fornecer padrões que dizem respeito ao uso para o consumo humano, irrigação, pecuária, indústria, recreação e piscicultura, a fim de facilitar uma rotina de trabalho além de fazer com que os resultados das análises sejam comparáveis; e

- mostrar as formas de apresentação gráfica e as classificações químicas para melhor visualizar os dados e facilitar a interpretação dos estudos hidroquímicos.

## 5.1.2 Análises de Água

Primeiramente, para determinar o tipo de análise de água, é necessário definir o objetivo da pesquisa ou do estudo (potabilidade, irrigação, dessedentação de animais, indústria, recreação, uso comercial, contaminação ambiental, pesquisa científica, prospecção geoquímica etc.), para realizar análises adequadas, bem como definir os parâmetros e os constituintes da água subterrânea, a serem determinados.

As análises de água mais freqüentemente realizadas em estudos hidroquímicos de água subterrânea são: análises físico-químicas, análises bacteriológicas, análises microbiológicas, análises radioativas e análises ambientais.

Em geral, a rotina das análises de água para os diversos usos incluem a determinação dos constituintes maiores e menores, com exceção do estrôncio, as propriedades físicas, cor, turbidez, odor, sabor, temperatura, pH, Eh, acidez, CE (condutividade elétrica) e, ainda, STD (sólidos totais dissolvidos), dureza, alcalinidade, DBO (demanda bioquímica de oxigênio), DQO (demanda química de oxigênio), OD (oxigênio dissolvido), COT (carbono orgânico total), TPH (hidrocarbonetos totais de petróleo), BTEX (benzeno, tolueno, etilbenzeno, xileno total), VOC (carbono orgânico volátil), PCBs (bifenis policlorinados), fenóis, metais (prata, Ag; bismuto, Bi; berílio, Be; cobalto, Co; lítio, Li; molibdênio, Mo; níquel, Ni; estanho, Sn; vanádio, V; tungstênio, W; zinco, Zn) e substâncias tóxicas (antimônio, At; arsênio, As; bário, Ba; cádmio, Cd; cianeto, CN; chumbo, Pb; cobre, Cu; cromo, Cr; mercúrio, Hg; nitrito, NO; selênio, Se).

Os constituintes da água, mostrados na tabela 5.1.1, são denominados de maiores, quando estão presentes com teores superiores a 5 mg/L; de menores, quando os teores ficam entre 5 e 0,01 mg/L; e de traços, quando os teores são inferiores a 0,01 mg/L.

Os resultados das análises físico-químicas, geralmente são expressos em:

- miligrama por litro (mg/L) - relação peso-volume, isto é, o peso de determinado elemento ou composto dissolvido num litro de solução;
- partes por milhão (ppm) - relação peso-a-peso. Correspondente a 1 miligrama de soluto dissolvido em 1 quilograma da solução. Para águas com até 10.000 mg/L de sólidos totais dissolvidos, esta unidade é equivalente ao mg/L;
- miliequivalente por litro ou peso equivalente (meq/L) - leva em consideração não somente a concentração do soluto iônico em peso, mas, também, a equivalência química. O uso dessa unidade permite avaliar a precisão de uma análise, pois, numa solução, as somas dos equivalentes químicos dos cátions e dos ânions devem ser iguais para que a mesma esteja equilibrada;
- molaridade (mol/L) - é a razão da quantidade de soluto em moles por volume da solução em litros. A molaridade é representada pela letra M maiúscula.

Na tabela 5.1.2 são mostrados os fatores para transformação de mg/L em meq/L e mg/L em mmol/L ou vice-versa. Para converter mg/L em meq/L ou mmol/L, multiplicar pelo fator  $K_1$  ou  $K_2$ , respectivamente. Para transformar meq/L ou mmol/L em mg/L, dividir por  $K_1$  ou  $K_2$ , respectivamente. Para exemplificar, será mostrado como determinar a molaridade e o número de meq/L de uma solução que contém 150 ppm de  $\text{SO}_4^{-2}$ . O peso molecular do íon  $\text{SO}_4^{-2} = 32 + 4(16) = 96$ . O peso equivalente deste íon, que é o peso molecular dividido pela valência (valência 2) =  $96/2 = 48$ .

$$150 \text{ ppm} = 150 \text{ mg/L}$$

$$M = 150/96 = 1,56 \text{ milimoles/litro (mmol/L)}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de meq/L} = 150/48 = 3,12 \text{ miliequivalente/litro (meq/L)}$$

### Técnicas de Coleta

A etapa de coleta de amostras de água, seu correto acondicionamento, preservação, transporte, envio para análise e seu controle de qualidade, são procedimentos de elevada importância nas interpretações e resultados finais dos estudos hidroquímicos. O objetivo da amostragem é coletar

Const. Maiores (> 5 mg/L)	Const. Menores (0,01 - 10 mg/L)	Constituintes Traços (< 0,1 mg/L)
Bicarbonato	Boro	Alumínio, Arsênio, Antimônio, Bário, Berílio, Bismuto, Bromo, Cádmi, Césio, Chumbo, Cromo, Cobalto, Cobre, Escândio, Estanho, Fosfato Gálio, Germânio, Índio, Iridio, Iodo, Lantânio, Lítio, Mercúrio, Manganês, Molibdênio, Níquel, Nióbio, Ouro, Prata, Platina, Rádio, Rubídio, Rutênio, Selênio, Tálcio, Titânio, Tungstênio, Urânio, Vanádio, Zinco, Zircônio
Cálcio	Carbonato	
Cloreto	Estrôncio	
Magnésio	Ferro	
Sílica	Fluoreto	
Sódio	Nitrato	
Sulfato	Potássio	

Tabela 5.1.1 - Classificação dos constituintes dissolvidos nas águas subterrâneas de acordo com sua abundância relativa (adaptado de Custodio e Llamas, 1983).

Cátions	$K_1$	$K_2$	Cátions	$K_1$	$K_2$	Ânions	$K_1$	$K_2$
$\text{Ca}^{+2}$	0,04990	0,02495	$\text{Cu}^{+2}$	0,03148	0,01574	$\text{HCO}_3^-$	0,01639	0,01639
$\text{Mg}^{+2}$	0,08224	0,04112	$\text{H}^+$	0,09921	0,09921	$\text{CO}_3^{-2}$	0,03333	0,01666
$\text{Na}^+$	0,04350	0,04350	$\text{Li}^+$	0,14411	0,14411	$\text{SO}_4^{-2}$	0,02082	0,01041
$\text{K}^+$	0,02558	0,02558	$\text{Mn}^{+2}$	0,03640	0,01820	$\text{Cl}^-$	0,02821	0,02821
$\text{Fe}^{+2}$	0,03581	0,01791	$\text{Mn}^{+4}$	0,07281	0,01820	$\text{NO}_3^-$	0,01613	0,01613
$\text{Fe}^{+3}$	0,05372	0,01791	$\text{NH}_4^+$	0,05543	0,05543	$\text{F}^-$	0,05264	0,05264
$\text{Al}^{+3}$	0,11119	0,03706	$\text{Rb}^+$	0,01170	0,01170	$\text{Br}^-$	0,01251	0,01251
$\text{Ba}^{+2}$	0,01456	0,00728	$\text{Pb}^{+2}$	0,00965	0,00482	$\text{NO}_2^-$	0,02174	0,02174
$\text{Be}^{+3}$	0,33228	0,11096	$\text{Sr}^{+2}$	0,02283	0,01141	$\text{OH}^-$	0,05880	0,05880
$\text{Cd}^{+2}$	0,01770	0,00885	$\text{Zn}^{+2}$	0,03060	0,01530	$\text{PO}_4^{-3}$	0,03159	0,01053
$\text{Co}^{+2}$	0,03394	0,01697	$\text{S}^{-2}$	0,06238	0,03119	$\text{I}^-$	0,00788	0,00788

Tabela 5.1.2 - Fatores de conversão de unidades químicas.

uma porção representativa, cuja análise fornecerá uma imagem do universo estudado. Os procedimentos de amostragem de água, relacionados abaixo, são aplicáveis à maioria dos casos e podem ser adaptados sempre que necessário, visando auxiliar a estabelecer rotinas que devem ser utilizadas nessa etapa de trabalho. Para a realização de amostragens de água, recomenda-se:

- elaboração de um plano de amostragem, de acordo com a finalidade do estudo em questão, observando que quando o aquífero é homogêneo e isotrópico, uma amostra d'água tomada em qualquer ponto é representativa do mesmo;
- elaboração de um mapa ou croqui de localização dos pontos de coleta, observando que o número de amostras, a frequência da amostragem, o número de pontos de coleta e a escolha dos indicadores de qualidade dependem da finalidade do estudo;
- definição de parâmetros analíticos (Ph, Eh, condutividade elétrica, temperatura etc.) a serem medidos no local da coleta (*in situ*);
- definição de procedimentos específicos de preservação e acondicionamento para os parâmetros de interesse (tipo de frasco, preservante, volume da amostra etc.);
- para a coleta de amostras d'água em poços, deve ser realizado um bombeamento por alguns minutos, para evitar amostras estagnadas e/ou contaminadas, não representativas do aquífero;
- para a coleta de amostras d'água em sistemas de distribuição, deve-se deixar escoar a água durante 3 a 5 minutos;
- verificação da limpeza dos recipientes e demais materiais a serem utilizados na coleta, evitando que a parte interna deles seja tocada. No caso de análises físico-químicas, mais freqüentes, lavá-los várias vezes com a própria água que vai ser coletada;
- cada amostra coletada e devidamente identificada deverá ser acompanhada de uma ficha contendo informações que a caracterize perfeitamente (data da coleta, condições climáticas, nome do coletor, nome do interessado e observações que possam auxiliar tanto a análise como a interpretação do resultado), bem como medidas efetuadas em campo (pH, temperatura da amostra e do ar, vazão de bombeamento, profundidade do nível d'água etc.), equipamentos utilizados (nome, tamanho e capacidade), a finalidade da análise (potabilidade, irrigação, consumo industrial, dessedentação animal e outros usos) e parâmetros a serem analisados no laboratório;
- cuidados especiais devem ser tomados com impurezas contidas nas mãos dos amostradores e para isso os

mesmos devem manter as mãos limpas ou usar luvas, além de não fumar durante a coleta, pois fumaça e cinzas de cigarro podem contaminar fortemente as amostras com metais pesados e fosfatos, entre outras substâncias; e

- amostras em profundidade devem ser coletadas com equipamentos específicos, tipo garrafas de *Kemmerer*, de *Van Dorn*, *bailer* e amostrador de *Zoebell J-Z*.

É essencial que a amostragem seja feita com técnicas e equipamentos adequados, para evitar todas as fontes possíveis de contaminação e perdas, devendo ser orientada, preferencialmente, pelo químico responsável pela obtenção dos resultados analíticos ou pelo biólogo responsável pelas determinações e/ou análises.

### Análises Bacteriológicas

No caso de análises bacteriológicas, alguns procedimentos específicos tornam-se necessários e são comentados abaixo:

- a coleta da amostra para exame bacteriológico deve ser sempre realizada em primeiro lugar, antes de qualquer outra coleta, a fim de evitar o risco de contaminação do local de amostragem;
- usar frasco de vidro neutro (polietileno, polipropileno ou policarbonato), de capacidade de 125 ou 250 mL, com boca larga e tampa esmerilhada (vidro) ou rosqueada (plástico);
- antes da coleta, deve-se lavar o recipiente com detergente, enxaguar 6 a 12 vezes com água corrente, secar em calor seco (se o frasco for de vidro) e a 121°C em autoclave (se o frasco é de material plástico). Não lavar com a água a ser amostrada;
- amostras não analisadas imediatamente podem ser estocadas por até uma hora, sem preservação, ou oito horas, refrigerada a temperatura inferior a 10 °C (não congelar);
- amostras cloradas podem ser armazenadas por até trinta horas, refrigeradas à temperatura de 4 °C;
- no caso de coleta de amostras de sistemas de distribuição, que não procedam de caixas ou cisternas, deve-se realizar a desinfecção em torno da torneira e da boca do frasco, enchê-lo até 4/5 do seu volume e fechá-lo, cobrindo-o com papel protetor em redor do gargalo;
- para coleta em corpos d'água, abrir o frasco (sem tocar no local ou encostar a tampa em qualquer superfície), segurá-lo de boca para baixo, a cerca de 15 cm da superfície da água, virar lentamente o frasco, para que a boca fique voltada para baixo, enchê-lo até 4/5 do seu volume, e fechá-lo imediatamente, fixando bem o papel protetor ao redor do gargalo do frasco.

## Análises Microbiológicas

No caso de análises microbiológicas, pode-se fazer as seguintes recomendações:

- o frasco utilizado para a amostragem pode ser de vidro neutro, de vidro borossilicato ou plástico autoclavável, de preferência com boca larga, para facilitar a coleta e a limpeza. Deve ser previamente esterilizado e conter os agentes adequados para a preservação da amostra. O frasco deve ter capacidade suficiente para deixar um espaço que permita uma boa homogeneização; normalmente, utiliza-se frasco de 125 mL, todavia, frascos de 250 mL, 500 mL, 1.000 mL ou acima de 5 litros podem ser necessários, quando se realizam análises múltiplas ou na determinação de vários parâmetros;
- coletar 100 mL para cada determinação, no caso da maioria dos indicadores de poluição;
- para determinação de salmonela, vírus, protozoários e outras análises microbiológicas especiais, consultar o laboratório responsável pela execução da análise quanto ao volume necessário e procedimentos de coleta;
- para as amostras contendo metais pesados, é necessário adicionar 0,3 mL de EDTA a 15%, para cada 100 mL da amostra. Nas amostras com cloro residual, é necessário adicionar 0,1 mL de solução de tiosulfato de sódio a 1,8%, para cada 100 mL da amostra; e
- se a análise tem como objetivo determinar bactérias redutoras do sulfato, não adicionar tiosulfato de sódio ao frasco.

## Preservação e Armazenamento de Amostras

O tempo entre a coleta e a análise das amostras deve ser o mínimo possível, pois efeitos causados pela temperatura e/ou luz podem acarretar a alteração de suas características iniciais. Portanto, muitas vezes é preferível metodologias mais simples de análise *in loco* do que análises mais sofisticadas em laboratório.

Para evitar, diminuir ou retardar essas modificações, faz-se necessário utilizar técnicas adequadas de preservação e armazenamento das amostras. Os principais métodos de preservação são o controle de pH, refrigeração e adição química, tendo como efeitos o retardamento e/ou redução da ação biológica, da hidrólise dos complexos e compostos químicos, a volatilização de constituintes e a absorção e/ou aderência ao material do recipiente armazenador.

A preservação total não é atingida e, por isso, existe um intervalo de tempo máximo, entre a coleta e a realização da análise laboratorial, para cada parâmetro físico-químico, biológico e radiológico, que pode variar desde algumas horas até meses. Os resultados das análises laboratoriais serão tanto mais confiáveis, quanto menor for o intervalo de tempo entre a coleta e a análise.

As técnicas de preservação e armazenamento de amostras mais comumente utilizadas para análises físico-químicas e bacteriológicas/microbiológicas, estão descritas sucintamente nas tabelas 5.1.3 e 5.1.4, respectivamente. Além dos dados desta tabela, aconselha-se consultar as normas analíticas e os técnicos responsáveis pelas análises, para obter maiores informações a respeito dos seguintes aspectos: quantidade de água a ser amostrada, que depende do método de análise; metodologia específica para sua preservação; prazo máximo para entrega no laboratório etc.

No caso de análises radioativas, as técnicas de preservação e armazenamento de amostras, indicadas para radioatividade alfa e beta total, razão  $^{226}\text{Rádio}/^{228}\text{Rádio}$ , urânio natural e tório natural, são as seguintes:

- utilizar frasco de polietileno de 2.000 mL (1.000 mL no caso de urânio e tório natural);
- preservar a amostra com  $\text{HNO}_3$  concentrado até  $\text{pH} < 2$ ; e
- abreviar, o mais possível, a entrega da amostra ao laboratório.

O plano de amostragem deve especificar a ordem em que as amostras devem ser coletadas e prever o início das coletas nos pontos de menor contaminação, bem como branco de lavagem dos equipamentos de amostragem em campo. O branco é uma amostra da água deionizada (último enxágüe), passada sobre o equipamento de amostragem, após limpeza, tendo como objetivo verificar a presença de contaminação residual.

Quando da existência de várias análises, deve-se dar preferência à coleta dos mais voláteis, de acordo com a seguinte seqüência: voláteis, compostos semivoláteis, pesticidas (PCBs), metais totais, metais solúveis, carbono orgânico total (TOC), halogênios orgânicos totais (TOX), fenóis, cianeto, nitrato de amônia, sulfato, cloreto e radionuclídios.

Os recipientes mais utilizados para armazenamento de amostras de água são os frascos de vidro (borossilicatos) e plástico (polietileno), cujas características principais estão descritas na tabela 5.1.5.

## Balanço Iônico e Cálculo do Erro Cometido em Análises Químicas

Em estudos hidroquímicos, é vital avaliar as informações das análises fornecidas pelos laboratórios especializados. Essa avaliação é feita através do cálculo do erro da análise.

Numa análise hidroquímica completa, a concentração total dos íons positivos (cátions) deve ser aproximadamente igual à concentração total dos íons negativos (ânions). O desvio percentual desta igualdade é determinado pelo coeficiente de erro da análise (e%), como mostrado a seguir:

Parâmetro	Tipo de Frasco	Volume (mL)	Preservação (Refrigeração)	Prazo (dias)	Observações	
Cor	P, V	250	4 °C	1	-	
Odor	V	1.000		MBP	Encher completamente o frasco.	
Turbidez	P, V	250	Nenhuma	1	Evitar exposição à luminosidade.	
pH	P, V, T			MBP	Medida no campo com potenciômetro.	
Condutividade				MBP	Medida no campo com condutivímetro.	
Acidez	P, V			1	Encher o frasco sem deixar bolhas de ar.	
Alcalinidade	P, V		1	Encher o frasco sem deixar bolhas de ar.		
Arsênio	P		180	4 °C	180	Acidificar com HNO <sub>3</sub> até pH ≤ 2. Encher até 2/3 do volume.
Bário	T, P		180			
Boro	P		180			
Brometo	P, V		1		-	
BTEX	V âmbar		14		Acidificar com HCl até pH ≤ 2.	
Cádmio	P		180		Acidificar com HCl até pH ≤ 2. Encher até 2/3 do volume.	
Cálcio			-	180	Usar 0,7 mL a 65% HNO <sub>3</sub> para 100 mL; HNO <sub>3</sub> até pH < 2.	
Cianeto			500	MPB	Adicionar NaOH 10N até pH > 12, frasco cheio.	
Cloreto	P, V, T		250	28	Encher o frasco sem deixar bolha de ar.	
Cromo	P	180		180	Acidificar com HNO <sub>3</sub> até pH ≤ 2. Encher até 2/3 do volume.	
Chumbo	T, P	180				
DBO		2.000	4 °C	1	-	
DQO	P, V	250	7	Adicionar H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> até pH > 2.		
Dureza			7	-		
Fenóis	V(escur)	1.000	7	Adicionar H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> até pH < 2, vidro marrom.		
Fluoreto	P	250	28	-		
Ferro Ferroso	P, V	300	-	MBP	Adicionar 2 mL HCl ou HNO <sub>3</sub> a cada 100 mL de amostra até pH < 2.	
Iodeto		300	4 °C	1	-	
Magnésio	P	250	-	-	Usar 0,7 mL a 65% HNO <sub>3</sub> para 100 mL até pH < 2.	
Manganês	P, T	300	-	180	Acidificado no campo HNO <sub>3</sub> até pH < 2.	
Mercurio		250	-	10	0,5 g/L de K <sub>2</sub> Cr <sub>2</sub> O <sub>7</sub> + 50 mL/L de HNO <sub>3</sub> para amostras de baixo teor de mercúrio.	
Metais		1.000	-	180	HNO <sub>3</sub> até pH < 2. Metais solúveis consultar normas analíticas.	
Nitrogênio Albuminóide	P, V	1.000	4 °C	1	Adicionar H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> até pH < 2.	
Nitrogênio Amoniacal		1.000		1		
(N) Nitrato		250		1		
(N) Nitrito		250		2		Concentrações < 1 ml/L analisar MBP.
O <sub>2</sub> Consumido		250		1		-
O <sub>2</sub> Dissolvido.				300		-
Pesticidas Organoclorados	V	2.000	4 °C	7	Frasco com tampa de vidro ou teflon.	
PCB's		2.000		7	Frasco com tampa larga de vidro ou teflon	
TOC	V âmbar	250		7	Acidificar com H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> pH < 2 e frasco escuro c/ tampa de teflon ou vidro, sem espaço vazio.	
Potássio	P	250	-	180	Usar 0,7 mL a 65% HNO <sub>3</sub> para 100 mL até pH ≤ 2.	
Prata	P, V, T	250	4 °C	10	Acidificar com HNO <sub>3</sub> até pH < 2.	
Selênio	P, T	250		180	Encher até 2/3 do volume.	
Sílica	P	250		7	Usar 1,4 mL a 65% HNO <sub>3</sub> para 200 mL.	
Sódio	P, T	250	-	180	Usar 0,7 mL a 65% HNO <sub>3</sub> para 100 mL até pH ≤ 2.	
Sulfato	P, V, T	250	4 °C	7	Processar o mais rápido possível amostras com matéria orgânica, acidificado em campo com HNO <sub>3</sub> até pH < 2.	
Sulfeto	V	300		1	pH 6 – 9; Amostras com matéria orgânica o MPB.	

P = Plástico (polietileno); V = Vidro neutro ou borossilicato; T = Resinas fluorcarbonatadas (teflon);  
 PP = Polipropileno; MBP = Prazo o Mais Breve Possível

**Tabela 5.1.3** - Indicações para coleta, preservação e armazenamento de amostras de águas para análises físico-químicas (adaptado de CETESB, 1999; Appelo & Postma, 1993).

Parâmetro	Frasco	Preservação	Prazo	Método de Análise	Observações
Coliformes Totais	Vidro neutro esterilizado (250 a 1.000 mL)	Refrigeração a 4 °C e transporte ao abrigo da luz	6 a 8 horas	Membrana Filtrante (MF)	Para amostras de águas cloradas, introduzir previamente (antes da esterilização) 17,5 mg de tiosulfato de sódio/L
Coliformes Fecais				Membrana Filtrante (MF) e enriquecimento em meio líquido (tubos múltiplos)	
<i>Escherichia Coli</i> Presumível				Membrana Filtrante (MF)	
Estreptococos Fecais					
Clostrídios Sulfito-Redutores (Clostridia)					
Contagem de Microrganismos a 22 °C	Incorporação - Contagem de colônias formadas em ou sobre meio de cultura sólido, incubação a 22 °C ± 1 °C durante 72h ± 4h				

**Tabela 5.1.4** - Técnicas de preservação e armazenamento de amostras de águas para análises bacteriológicas e microbiológicas (adaptado de CETESB, 1988).

Frascos de Vidro (borossilicatos)	Frascos de Plástico (Polietileno)
Inerte a todos os constituintes, exceto a forte alcalinidade	Inerte a todos os constituintes, exceto a pesticidas, óleos e graxas
Pesado	Leve
Muito frágil à ruptura	Durável, resistente à ruptura
De fácil limpeza	Dificuldade na remoção de componentes adsorvíveis
Pode ser esterilizado	Esterilizado apenas por técnicas de uso pouco comum no Brasil, como óxido de etileno e radiação gama. Alguns tipos são autoclaváveis

**Tabela 5.1.5** - Comparação das características dos frascos de vidro e plástico (adaptado de CETESB, 1988).

$$e\% = \left[ \frac{r\sum p - r\sum n}{r\sum p + r\sum n} \right] \cdot 100 \quad (5.1.1)$$

onde,  $r\sum p$  é a concentração total dos cátions e  $r\sum n$  é a concentração total dos ânions, em miliequivalente por litro (meq/L).

Para um coeficiente de erro (e%) não superior a 10, a análise pode ser considerada como correta. Altos valores de e% podem indicar: erro analítico; erro nos cálculos; presença de íons não analisados em concentrações apreciáveis; águas pouco mineralizadas, tais como águas de chuva. Os métodos analíticos padrões são menos precisos para baixas concentrações iônicas, podendo, assim, levar a valores elevados de e%, sem que isso indique necessariamente um erro de análise ou de cálculo.

### Cálculo dos Erros Prático e Teórico

O erro prático que pode ser cometido em análises químicas de água, foi definido por Custodio & Llamas (1983) como:

$$Ep(\%) = \left[ \frac{r\sum n - r\sum p}{\frac{1}{2}(r\sum p + r\sum n)} \right] \cdot 100 \quad (5.1.2)$$

O erro teórico é o erro prático máximo permitido, levando-se em consideração os valores da condutividade elétrica da água (CE), conforme mostrado a seguir:

CE (µS/cm)	50	200	500	2.000	> 2.000
Erro Permitido (%)	30	10	8	4	< 4

O erro prático também foi definido por Logan (1965), como:

$$Ep(\%) = \left[ \frac{r\sum n - r\sum p}{r\sum p + r\sum n} \right] \cdot 100 \quad (5.1.3)$$

Neste caso, o erro teórico é o erro prático máximo permitido, levando-se em consideração os valores dos ânions ou cátions, conforme mostrado no quadro abaixo:

$\sum n$ ou $\sum p$ (meq/L)	<1	1	2	6	10	30	> 30
Erro Permitido(%)	15	10	6	4	3	2	1

Schoeller (1962) admite que o erro do balanço iônico não pode ser superior a 5% para que a análise seja aceita como correta.

## 5.1.3 Caracterização da Qualidade das Águas

### Características Físicas

A água é o único líquido inorgânico encontrado na natureza, sendo também o único composto químico que ocorre no meio ambiente nos três estados físicos, sólido, líquido e gasoso. A água pura é incolor, inodora, insípida e transparente, entretanto como é um ótimo solvente e uma



substância quimicamente muito ativa, é capaz de incorporar grandes quantidades de substâncias ao entrar em contato com os minerais constituintes dos solos e rochas, nos quais circula. As características físicas são de ordem estética e elevados valores de algumas destas características podem causar certa repugnância a consumidores mais exigentes. As águas subterrâneas raramente são portadoras de características estéticas perceptíveis, a não ser o sabor decorrente de sais dissolvidos em quantidade excessiva. Enquadram-se nas características de propriedades físicas os seguintes aspectos: temperatura, cor, odor, sabor, turbidez, sólidos em suspensão, condutividade elétrica e salinidade.

### Temperatura

Em relação à qualidade das águas, a temperatura é importante por acelerar reações químicas e reduzir a solubilidade dos gases, bem como acentuar o sabor e o odor das águas naturais. A amplitude térmica anual das águas subterrâneas em geral é baixa (de 1 a 2 °C) e independe da temperatura atmosférica, a não ser nos aquíferos freáticos pouco profundos, onde a temperatura é um pouco superior à da superfície. Em profundidade, depende do grau geotérmico (1 °C / 30 m em média), podendo sofrer maiores elevações provocadas por efeitos localizados, e.g. gêiser, vulcanismo e radioatividade. A medida de temperatura deve ser feita no local de amostragem com um termômetro apropriado. É preciso assegurar-se de que a amostra representa a temperatura da água do aquífero e não da água do interior do poço, tubulação, depósito e reservatórios.

### Cor

A cor é o resultado das substâncias dissolvidas ou em suspensão na água, provenientes, principalmente, da lixiviação da matéria orgânica. Água pura não possui coloração. A água, em geral, apresenta uma coloração azulada, quando pura, arroxeada quando rica em ferro, negra quando rica em manganês e amarelada quando rica em ácidos húmicos. A medida faz-se através da comparação com uma solução padrão de Pt-Co ou disco colorido, sendo a unidade mais utilizada, ppm de Pt-Co ou, simplesmente, ppm de Pt. Comumente, as águas subterrâneas apresentam valores de coloração inferiores a 5 ppm de Pt, mas, de forma anômala, podem atingir até 100 ppm de Pt. Geralmente, para ser potável, uma água não deve apresentar nenhuma cor de considerável intensidade.

### Odor e Sabor

O odor e o sabor estão intimamente relacionados e, freqüentemente, o que se chama de gosto é realmente percebido como odor. O sabor depende do teor e do tipo de sais dissolvidos, além de outras substâncias em solução ou suspensão. Existem casos em que a água com valor elevado de STD (sólidos totais dissolvidos), tem melhor sabor que uma água com baixo teor de STD, porque esta última pode conter um sal que

Sais e Gases	Fórmula Química	Sabor
Cloreto de sódio	ClNa	Salgado
Sulfato de Sódio	SO <sub>4</sub> Na <sub>2</sub>	Ligeiramente Salgado
Bicarbonato de Sódio	CO <sub>3</sub> HNa	Ligeiramente Salgado a Doce
Carbonato de Sódio	CO <sub>3</sub> Na <sub>2</sub>	Amargo e Salgado
Cloreto de Cálcio	Cl <sub>2</sub> Ca	Fortemente Amargo
Sulfato de Cálcio	SO <sub>4</sub> Ca	Ligeiramente Amargo
Sulfato de Magnésio	SO <sub>4</sub> Mg	Ligeiramente Amargo em Saturação
Cloreto de Magnésio	Cl <sub>2</sub> Mg	Amargo e Doce
Gás Carbônico	CO <sub>2</sub> livre	Picante

**Tabela 5.1.6** - Principais sais e gases que dão sabor à água subterrânea (adaptado de Custodio e Llamas, 1983).

exerça maior influência sobre o sabor do que os sais que existem na água de maior salinidade. O odor e o sabor são determinações organolépticas subjetivas e seletivas, e.g. águas com mais de 300 mg/L de Cl<sup>-</sup> (cloretos) têm sabor salgado e com mais de 400 mg/L de SO<sub>4</sub><sup>-2</sup> (sulfatos) têm gosto salgado e amargo. Na tabela 5.1.6, estão descritos os principais sais e gases que dão sabor às águas subterrâneas.

Para medir o odor, dilui-se a água amostrada com água destilada até que nenhum odor seja perceptível. O resultado é expresso pelo número de maior diluição que ainda dá um odor. A medida do sabor é feita diluindo-se a água amostrada com água destilada e experimenta-se até que nenhum sabor seja perceptível. Expressa-se o resultado em número de maior diluição que ainda dá um sabor. Para eliminar o sabor e o odor da água, a aeração ou a utilização do carvão ativado para adsorção das impurezas dissolvidas (gases, fenóis, clorofenóis e outras impurezas), pode ser eficaz em alguns casos.

### Turbidez

Define-se turbidez como a dificuldade da água para transmitir a luz, provocada pelos sólidos em suspensão (silte, argila, matéria orgânica, microorganismos e partículas inorgânicas). Em geral, a turbidez é medida através do turbidímetro ou nefelômetro e os valores são dados em FTU - *Formazin Turbidity Unit* ou em UNT - Unidade Nefelométrica de Turbidez, sendo esta última mais utilizada no Brasil.

### Sólidos em Suspensão

Correspondem à carga sólida em suspensão (silte, argila, matéria orgânica, microorganismo e partículas inorgânicas) depois de seca e pesada, sendo medidos em termos de mg/L. Os sólidos em suspensão podem

ser separados por um simples processo de filtração. Segundo Logan (1965), o termo sólidos filtráveis seria mais apropriado, em vista de não ser separado o material coloidal durante a filtração da água. As águas subterrâneas, na sua maioria, praticamente não têm sólidos em suspensão, excetuando-se as águas que circulam em aquíferos cárstico-fissurais ou em poços mal desenvolvidos com produção de argila, silte e areias.

### Condutividade Elétrica (CE)

Condutividade Elétrica é a medida da facilidade de uma água conduzir a corrente elétrica e está diretamente ligada com o teor de sais dissolvidos sob a forma de íons. A unidade de medida da condutância é o Mho, inverso do Ohm, unidade de resistência elétrica. Os valores da condutividade para as águas subterrâneas são referidos ao milionésimo do Mho/cm, ou seja, microMho/cm ( $\mu\text{Mho/cm}$  a uma temperatura padrão de 25 °C). A condutividade aumenta com a elevação da temperatura, por isso é necessário anotar a temperatura de referência da água amostrada. Mede-se com o condutivímetro portátil no local de amostragem, em geral, com um erro menor que 5%. Nos modernos condutivímetros, os valores da CE já estão corrigidos de acordo com a temperatura. Se não houver correção automática, deverão ser corrigidos de acordo com a tabela 5.1.7, usada internacionalmente.

### Salinidade

A salinidade representa a quantidade total das espécies dissolvidas num determinado volume de água que podem ser precipitadas como sais (sólidos). Geralmente é expressa em gramas e medida através da condutividade elétrica, densidade, velocidade sonora ou índice de refração.

## Características Químicas

### pH

O Ph é a medida da concentração hidrogeniônica da água ou solução, sendo controlado pelas reações químicas e pelo equilíbrio entre os íons presentes. O pH é essencialmente uma função do gás carbônico dissolvido e da alcalinidade da água. Varia de 1 a 14, sendo neutro com o valor 7, ácido com valores inferiores a 7 e alcalino ou básico com valores superiores a 7. A escala dos valores do pH é tal que a mudança de uma unidade significa um aumento de 10 vezes na concentração do íon hidrogênio. A molécula de água ( $\text{H}_2\text{O}$ ) tem uma leve tendência de romper-se em dois íons, do mesmo modo que alguns sais dissolvidos na água ( $\text{NaCl}$ ,  $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ ,  $\text{CaSO}_4$ ). Tendo a água a estrutura  $\text{H.OH}$ , quando se ioniza divide-se em cátions  $\text{H}^+$  e ânions  $\text{OH}^-$ , este último chamado de íon hidroxila ou oxidrila. A maioria das águas subterrâneas tem pH entre 5,5 e 8,5. Em casos excepcionais, pode variar entre 3 e 11. Mede-se o pH no local da coleta da amostra com o pHmetro portátil (precisão 0,1 a 0,2) ou colorimetricamente (precisão 0,5 que é, muitas vezes, insuficiente para a pesquisa). Os valores de pH determinados em laboratórios estão sempre alterados, em geral mais altos que a realidade, em função de fugas de gases, oxidações e/ou reduções e variações de temperaturas, a que estão sujeitas às amostras de água durante a sua coleta, armazenamento e transporte.

### Eh (potencial de oxi-redução)

O Eh determina a característica do ambiente, se redutor ou oxidante, controlando inúmeros processos químicos que ocorrem na natureza, conforme descrito com detalhes no capítulo 5.2.

°C	f	°C	f	°C	f	°C	f	°C	f	°C	f
3,0	1,709	18,6	1,147	22,2	1,060	25,8	0,983	29,4	0,918	33,0	0,858
4,0	1,660	18,8	1,142	22,4	1,055	26,0	0,979	29,6	0,914	34,0	0,843
5,0	1,613	19,0	1,136	22,6	1,051	26,2	0,975	29,8	0,911	35,0	0,829
6,0	1,569	19,2	1,131	22,8	1,047	26,4	0,971	30,0	0,907	36,0	0,815
7,0	1,528	19,4	1,127	23,0	1,043	26,6	0,967	30,2	0,904	37,0	0,801
8,0	1,488	19,6	1,122	23,2	1,038	26,8	0,964	30,4	0,901	38,0	0,788
9,0	1,448	19,8	1,117	23,4	1,034	27,0	0,960	30,6	0,897	39,0	0,775
10,0	1,411	20,0	1,112	23,6	1,029	27,2	0,956	30,8	0,894	40,0	0,763
11,0	1,375	20,2	1,107	23,8	1,025	27,4	0,953	31,0	0,890	41,0	0,750
12,0	1,341	20,4	1,102	24,0	1,020	27,6	0,950	31,2	0,887	42,0	0,739
13,0	1,309	20,6	1,097	24,2	1,016	27,8	0,947	31,4	0,884	43,0	0,727
14,0	1,277	20,8	1,092	24,4	1,012	28,0	0,943	31,6	0,880	44,0	0,716
15,0	1,247	21,0	1,087	24,6	1,008	28,2	0,940	31,8	0,877	45,0	0,705
16,0	1,218	21,2	1,082	24,8	1,004	28,4	0,936	32,0	0,873	46,0	0,694
17,0	1,189	21,4	1,078	25,0	1,000	28,6	0,932	32,2	0,870	47,0	0,683
18,0	1,163	21,6	1,073	25,2	0,996	28,8	0,929	32,4	0,867		
18,2	1,157	21,8	1,068	25,4	0,992	29,0	0,925	32,6	0,864		
18,4	1,152	22,0	1,064	25,6	0,988	29,2	0,921	32,8	0,861		

Tabela 5.1.7 - Fatores de temperatura para a correção de medições da condutividade elétrica (adaptado de Logan, 1965).

## Resíduo Seco (RS)

Resíduo Seco é o peso dos sais resultantes da evaporação de um litro d'água, após a filtragem para a remoção de materiais em suspensão. Os resultados, comumente, são expressos em mg/L. Em uma análise química, a soma de todos os cátions, ânions e colóides subtraídos de metade do bicarbonato deve ser aproximadamente igual ao resíduo seco (RS):

$$\Sigma \text{cátions} + \Sigma \text{ânions} + \Sigma \text{colóides} - \frac{1}{2} \text{HCO}_3^- \cong \text{RS} \quad (5.1.4)$$

## Sólidos Totais Dissolvidos (STD)

Sólidos Totais Dissolvidos é o peso total dos constituintes minerais presentes na água, por unidade de volume. Representa a concentração de todo o material dissolvido na água, seja ou não volátil. Comumente, o valor dos sólidos totais dissolvidos é superior ao valor do resíduo seco, em função do  $\text{HCO}_3^-$  (bicarbonato), que em altas temperaturas ( $>100^\circ\text{C}$ ) se decompõe como  $\text{CO}_3^{2-}$  e  $\text{CO}_2$  que se volatiliza e evapora da amostra. A medida dos sólidos totais dissolvidos é aproximadamente igual ao resíduo seco mais  $\frac{1}{2}$  de  $\text{HCO}_3^-$  em mg/L ( $\text{STD} \cong \text{RS} + \frac{1}{2} \text{HCO}_3^-$ ). Na maioria das águas subterrâneas naturais, a condutividade elétrica da água multiplicada por um fator, que varia entre 0,55 e 0,75, gera uma boa estimativa dos sólidos totais dissolvidos na água. Para as águas salinas, o fator é comumente maior que 0,75, porém, para as águas ácidas pode ser menor que 0,55. O valor de STD nas águas doces varia de 50 a 1.500 mg/L e nos mares, em torno de 35.000 mg/L, podendo atingir 300.000 mg/L em salmouras.

## Alcalinidade

A alcalinidade é definida como a capacidade de uma água neutralizar ácidos, sendo uma consequência direta da presença e/ou ausência de carbonatos, bicarbonatos e hidróxidos. A alcalinidade pode ser determinada através de titulação alcalimétrica - TA ( $\text{OH}^- + \text{CO}_3^{2-}$ ) ou titulação alcalimétrica completa - TAC ( $\text{OH}^- + \text{CO}_3^{2-} + \text{HCO}_3^-$ ). As alcalinidades TA e TAC são expressas em grau francês ( $^\circ\text{F}$ ) ou em  $\text{CaCO}_3$  (mg/L), que apresentam a seguinte relação:  $1^\circ\text{F} = 10 \text{ mg/L CaCO}_3$ . A alcalinidade é medida por sucessivas titulações com ácido sulfúrico ou clorídrico, usando como indicador principal, a fenolftaleína, e indicador secundário, o metilorange. Estas titulações podem ser expressas como alcalinidade total (soma dos íons de carbonato, bicarbonato e hidróxido) ou como alcalinidade parcial originada pelos constituintes individuais. Somente dois tipos de alcalinidade podem estar presentes simultaneamente em uma amostra de água, posto que haveria uma reação em hidróxidos e bicarbonatos, reduzindo estes à forma de carbonatos ( $\text{OH}^- + \text{HCO}_3^- \rightarrow \text{H}_2\text{O} + \text{CO}_3^{2-}$ ). Em função do pH, podem estar presentes na água os seguintes tipos de alcalinidade:

Ph	Alcalinidade
11 a 9,4	alcalinidade de hidróxidos e carbonatos
9,4 a 8,3	alcalinidade de carbonatos e bicarbonatos
8,3 a 4,6	alcalinidade de bicarbonatos
4,6 a 3,0	ácidos minerais

## Acidez

É a capacidade da água neutralizar bases. É provocada pela presença de ácidos fortes ( $\text{HNO}_3$ ,  $\text{H}_2\text{SO}_4$ ,  $\text{HCl}$ ), ácidos fracos (ácido carbônico e acético) e sais hidrolisáveis (sulfatos de ferro e alumínio). A maioria das águas naturais é constituída por dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) e bicarbonatos ( $\text{HCO}_3^-$ ) que neutralizam o ácido carbônico totalmente, quando o pH é maior ou igual a 8,2. Assim sendo, a acidez devida ao  $\text{CO}_2$  está na faixa de pH 4,5 a 8,2, enquanto que a acidez causada por ácidos fortes, freqüentemente em função da contaminação da água, apresenta pH menor que 4,5. A acidez é um parâmetro químico pouco analisado em águas subterrâneas, porém, em alguns casos de acidez elevada é necessária a adição de um alcalinizante para manter a estabilidade do carbonato de cálcio, para evitar problemas de corrosão do equipamento de bombeamento do poço, devido à presença de gás carbônico. A acidez da água é medida neutralizando-se o  $\text{CO}_2$  livre com um hidróxido, usando a fenolftaleína como indicador, sendo expressa em termos de  $\text{CaCO}_3$ .

## Dureza

A dureza é definida como o poder de consumo de sabão por determinada água ou a capacidade da água neutralizar o sabão pelo efeito do cálcio, magnésio ou outros elementos como Fe, Mn, Cu, Ba etc. Em geral, usa-se o teor de cálcio e magnésio de uma água, expresso em teores de carbonato de cálcio, para definir a dureza. A dureza pode ser expressa como dureza temporária, dureza permanente e dureza total. A dureza temporária ou dureza de carbonatos é causada pelos íons de cálcio e de magnésio que se combinam com o bicarbonato e o carbonato, podendo ser eliminada com a ebulição da água. A dureza permanente ou dureza de não carbonatos (cloretos e sulfatos) é a dureza que persiste após a fervura (ebulição) da água. É produzida pelos íons de cálcio e de magnésio que se combinam com os íons de sulfato, cloreto, nitrato e outros. A dureza total é a soma da dureza temporária com a dureza permanente. É simples separar a dureza de carbonatos e a de não carbonatos, se a alcalinidade e a dureza tiverem sido determinadas, pois a alcalinidade mede a dureza de carbonatos. A porção da dureza que excede a alcalinidade é a de não carbonatos. As durezas são expressas em mg/L de  $\text{CaCO}_3$ , mesmo que seja devido ao sulfato de magnésio. Se uma água tem uma dureza de 210 mg/L de  $\text{CaCO}_3$ , equivale a dizer que esta água tem uma dureza equivalente àquela de uma solução que contenha 210 mg/L de

CaCO<sub>3</sub>, como se toda a dureza fosse causada apenas pela presença de carbonato de cálcio. Os valores de dureza são expressos em graus, conforme mostrado a seguir:

1° francês (°F)	= 10,00 mg/L de CaCO <sub>3</sub>
1° americano	= 17,16 mg/L de CaCO <sub>3</sub>
1° russo	= 2,50 mg/L de CaCO <sub>3</sub>
1° alemão	= 17,86 mg/L de CaCO <sub>3</sub>

As águas duras são incrustantes e produzem grande consumo de sabão, além de dificultar o cozimento dos alimentos. No Brasil, há algum tempo, a unidade mais utilizada para medir a dureza era o grau francês. Atualmente, os valores de dureza são expressos em miligrama por litro (mg/L) ou miliequivalente por litro (meq/L) da concentração em CaCO<sub>3</sub>. As tabelas 5.1.8 e 5.1.9 mostram as classificações da água quanto à dureza, com base em duas referências distintas (Logan, 1965; Custodio & Llamas, 1983).

### Demanda de Oxigênio

A maioria dos compostos orgânicos são instáveis e podem ser biologicamente e quimicamente oxidados, resultando em compostos finais mais estáveis (como o CO<sub>2</sub>, NO<sub>3</sub> e H<sub>2</sub>). A matéria orgânica tem necessidades de oxigênio, denominadas de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) e Demanda Química de Oxigênio (DQO), descritas a seguir.

**Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)** - é a medida da quantidade de oxigênio necessária para consumir a matéria orgânica contida na água, mediante processos biológicos aeróbicos. É uma medida muito importante de contaminação da água e deve referir-se a um certo tempo (24 horas, 5 dias etc.). O tempo de referência mais usual é 5 dias (DBO<sub>5</sub>). A DBO<sub>5</sub> é um teste padrão, realizado a uma temperatura constante de 20°C e durante um período de incubação, também

Classificação	Teor de CaCO <sub>3</sub> (mg/L)
Mole	0 - 100
Intermediária	100 - 200
Dura	> 200

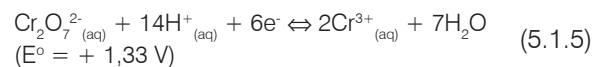
**Tabela 5.1.8** - Classificação das águas segundo a dureza em mg/L de CaCO<sub>3</sub> (adaptado de Logan, 1965).

Classificação	Teor de CaCO <sub>3</sub> (mg/L)
Branda	< 50
Pouco Dura	50 - 100
Dura	100 - 200
Muito Dura	> 200

**Tabela 5.1.9** - Classificação das águas segundo a dureza em mg/L de CaCO<sub>3</sub> (adaptado de Custodio & Llamas, 1983).

fixo, de 5 dias. É uma medida que procura retratar em laboratório o fenômeno que acontece no corpo d'água. Assim sendo, é medido o oxigênio dissolvido da amostra d'água na coleta e após 5 dias, período em que a amostra fica em uma incubadora a uma temperatura de 20 °C. A diferença de concentração de oxigênio representa a demanda bioquímica de oxigênio (oxigênio consumido para oxidar a matéria orgânica via respiração dos microrganismos). Quando a água subterrânea possui muita matéria orgânica e microrganismos, é necessário diluir a amostra e introduzir nutrientes. Nas águas subterrâneas, em geral, a DBO é inferior a 5 mg/L de O<sub>2</sub>. Valores mais elevados indicam contaminação.

**Demanda Química de Oxigênio (DQO)** - é a medida da capacidade de uma água consumir oxigênio durante processos químicos. É indicada para medir o teor de matéria orgânica oxidável e de substâncias capazes de consumir oxigênio (Fe<sup>+2</sup>, Mg<sup>+2</sup>, NH<sub>4</sub><sup>+</sup>). A DQO estima a concentração da matéria orgânica baseada na concentração de oxigênio consumido para oxidar a matéria orgânica, biodegradável ou não, em meio ácido e condições energéticas dadas por ação de um agente químico oxidante forte. Algumas espécies inorgânicas, tais como nitritos, compostos reduzidos de enxofre e substâncias orgânicas (hidrocarbonetos aromáticos, compostos alifáticos de cadeia aberta e piridinas), não são oxidadas. A principal vantagem da DQO é a rapidez do ensaio (2 a 3 horas), em relação à DBO que leva 5 dias. Nas águas subterrâneas, os valores situam-se comumente na faixa de 1 a 5 mg/L de O<sub>2</sub>. Os valores acima de 10 mg/L de O<sub>2</sub> podem ser um claro indício de contaminação. A demanda química de oxigênio pode ser medida através de vários oxidantes, sendo o mais comum o dicromato, cuja reação está abaixo indicada:



### Carbono Orgânico Total (COT)

É a medida do carbono dissolvido, não específico, atribuído às substâncias orgânicas presentes. O COT é um teste instrumental que mede todo o carbono liberado na forma de CO<sub>2</sub>.

### Íons Principais das Águas Subterrâneas

Nas águas subterrâneas, a grande maioria das substâncias dissolvidas encontra-se no estado iônico (cátions e ânions). Alguns destes constituintes iônicos, os principais, estão presentes em quase todas as águas subterrâneas e a sua soma representa a quase totalidade dos íons presentes. Uma breve descrição das principais características desses íons é feita a seguir, baseada em Custodio & Llamas (1983).

**Sódio (Na<sup>+</sup>)** - o sódio é um dos metais alcalinos mais importantes e abundantes nas águas subterrâneas. Essa abundância está relacionada com as seguintes características: ampla distribuição nos minerais fontes; baixa estabilidade química dos minerais que o contêm; solubilidade elevada e difícil precipitação da maioria dos seus compostos químicos em solução. O sódio reage fortemente com a água, produzindo o hidróxido (NaOH), e com a amônia, produzindo o amideto de sódio ( $2\text{Na} + 2\text{NH}_3 \rightarrow 2\text{NaNH}_2 + \text{H}_2$ ). As águas naturais com elevados teores de Na<sup>+</sup>, geralmente possuem elevadas concentrações de F<sup>-</sup>. Nas águas subterrâneas o sódio ocorre, principalmente, sob a forma de cloretos, tendo como minerais fonte os feldspatos plagioclásios, feldspatóides (nefelina e sodalita), anfibólios e piroxênios. O sódio é o principal responsável pelo aumento constante da salinidade das águas naturais do ponto de vista catiônico. Há, em geral, um aumento gradativo dos teores de sódio nas águas subterrâneas, a partir da zona de recarga, em direção às suas porções mais confinadas ou dos seus exutórios. A concentração do sódio varia, em geral, entre 0,1 e 100 mg/L nas águas subterrâneas e entre 1 e 150 mg/L em águas naturais doces, atingindo, em média, 11.100 mg/L nas águas dos oceanos, e podendo chegar a 100.000 mg/L nas salmouras naturais. As águas com concentrações elevadas de sódio são prejudiciais às plantas por reduzir a permeabilidade do solo, sendo especialmente nocivas quando as concentrações de Ca e Mg são baixas.

**Potássio (K<sup>+</sup>)** - apesar do potássio e do sódio pertencerem ao mesmo grupo dos metais alcalinos, seus comportamentos nos processos de solubilização são diferentes. O potássio é o sexto colocado na escala de abundância dos metais nas rochas ígneas. Entretanto, ocorre em pequenas quantidades ou está ausente nas águas subterrâneas, devido à sua participação intensa em processos de troca iônica, além da facilidade de ser adsorvido pelos minerais de argila e, ainda, de seus sais serem bastante utilizados pelos vegetais. Ocorre, principalmente, nos feldspatos potássicos, micas e leucitas, em rochas ígneas e metamórficas. Altas concentrações de potássio podem ser encontradas nos minerais de carnalita e silvinita, em evaporitos. Nas águas meteóricas, os teores de potássio estão, geralmente, no intervalo de 0,1 a 4 mg/L, enquanto as águas dos oceanos apresentam, em média, 400 mg/L. Os teores de potássio nas águas subterrâneas são inferiores a 10 mg/L, sendo mais freqüentes valores entre 1 e 5 mg/L.

**Cálcio (Ca<sup>+2</sup>)** - os sais de cálcio possuem de moderada a elevada solubilidade, sendo muito comum precipitar como carbonato de cálcio (CaCO<sub>3</sub>). É um dos principais constituintes da água e o principal responsável pela dureza, apresentando-se, em geral, sob a forma de bicarbonato e raramente como carbonato. A solubilidade do bicarbonato de cálcio (CaCO<sub>3</sub>) aumenta em

presença de sais de Na<sup>+</sup> e K<sup>+</sup>. O cálcio é o elemento mais abundante existente na maioria das águas naturais e rochas, ocorre principalmente nos minerais de calcita, aragonita e dolomita, em rochas calcárias, sendo o plagioclásio e a apatita as maiores fontes de cálcio nas rochas ígneas. Nas águas meteóricas, os teores de cálcio variam no intervalo 0,1 a 10 mg/L e nas águas dos oceanos os valores oscilam em torno de 480 mg/L. Nas águas subterrâneas, os teores de cálcio variam, em geral, entre 10 e 100 mg/L.

**Magnésio (Mg<sup>+2</sup>)** - o magnésio apresenta propriedades similares ao cálcio, porém, é mais solúvel e mais difícil de precipitar, ocorrendo, em geral, sob a forma de bicarbonato. Quando em solução, tem a tendência de nela permanecer, daí o enriquecimento dos seus sais nas águas dos oceanos. O magnésio ocorre, principalmente, em rochas carbonatadas e tem como minerais fontes mais freqüentes a magnesita, a biotita, a granada, a hornblenda, a clorita, a alanita e a olivina. Juntamente com o cálcio, é o responsável pela dureza e produz gosto salobro às águas. As águas meteóricas apresentam teores de magnésio entre 0,4 e 1,6 mg/L enquanto que as águas subterrâneas apresentam teores mais freqüentes no intervalo de 1 a 40 mg/L.

**Ferro (Fe)** - o ferro ocorre geralmente associado ao manganês e confere à água um sabor amargo adstringente e coloração amarelada e turva, decorrente de sua precipitação quando oxidado. O ferro pode estar presente com baixos teores (< 0,3 mg/L) em quase todas as águas, ocorrendo sob diversas formas químicas. Entretanto, a sua forma principal de ocorrência é Fe<sup>+3</sup> (hidróxido férrico), podendo também ocorrer como Fe<sup>+2</sup> (hidróxido ferroso). O ferro no estado ferroso é instável na presença do oxigênio do ar, mudando para o estado férrico. Os minerais ferromagnesianos, componentes dos diversos litotipos ou de solos lateríticos, tais como piroxênios, olivinas e biotita, são os principais minerais portadores de ferro. Nos arenitos e nos folhelhos, os óxidos, os carbonatos e os hidróxidos de ferro constituem, muitas vezes, o material de cimentação. Alto teor de ferro na água subterrânea pode estar ligado à ocorrência de ferrobactérias ou mesmo à corrosão do revestimento ou filtro do poço.

**Estrôncio (Sr<sup>+2</sup>)** - o estrôncio é encontrado na natureza sob a forma de carbonatos e sulfatos estroncianita (SrCO<sub>3</sub>) e Celestina (SrSO<sub>4</sub>). Possui um comportamento similar ao cálcio, porém seus sais são menos solúveis. Nas águas naturais, as concentrações de estrôncio variam no intervalo 0,01 a 1,0 mg/L e nas águas dos oceanos, os valores oscilam em torno de 13 mg/L, podendo atingir 1000 mg/L em salmouras.

**Bicarbonato (HCO<sub>3</sub><sup>-</sup>)** - este íon não sofre oxidação nem redução em águas naturais, porém, pode precipitar com muita facilidade como bicarbonato de cálcio (CaCO<sub>3</sub>). Varia entre 50 e 350 mg/L em águas doces, podendo chegar a 800 mg/L. A água do mar possui teores da ordem de 100 mg/L.

**Carbonato ( $\text{CO}_3^{-2}$ )** - a quantidade relativa de íons de carbonato é função do pH e do conteúdo de gás carbônico. O óxido de cálcio, reagindo com água, produz o hidróxido de cálcio ( $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} \Rightarrow \text{CaOH}_2$ ), que, por sua vez, pode reagir com  $\text{CO}_2$  produzindo o carbonato ( $\text{CaOH}_2 + \text{CO}_2 \Rightarrow \text{CaCO}_3 + \text{H}_2\text{O}$ ). Segundo Logan (1965), o carbonato somente excederá o bicarbonato quando o pH for igual ou superior a 10. Em águas naturais doces, a quantidade de carbonato será muito baixa em comparação com a de bicarbonato.

**Cloreto ( $\text{Cl}^-$ )** - o cloreto, em geral, é muito solúvel, altamente deliquescente (isto é, possui uma forte tendência a absorver água e a se liquefazer) e muito estável em solução, logo, dificilmente precipita. Não oxida e nem se reduz em águas naturais. A alta solubilidade e o lento movimento das águas no aquífero vão provocando aumentos gradativos e constantes dos teores de cloretos nas águas subterrâneas na direção do fluxo. Apesar das rochas ígneas serem pobres em cloretos, estes são provenientes da lixiviação de minerais ferromagnesianos tanto nestas rochas como, principalmente, em rochas evaporíticas, tal como o sal-gema. Os cloretos estão presentes em todas as águas naturais, com valores situados entre 10 e 250 mg/L nas águas doces. As águas subterrâneas apresentam, geralmente, teores de cloretos inferiores a 100 mg/L. Já nas águas dos mares, eles são abundantes, com valores entre 18.000 e 21.000 mg/L, podendo chegar a 220.000 mg/L nas salmouras naturais (saturação). O cloreto é um bom indicador de poluição para aterros sanitários e lixões.

**Nitrato ( $\text{NO}_3^-$ )** - o nitrato é muito solúvel e dificilmente precipita. Em meios redutores, tem a tendência de ser estável, podendo passar a  $\text{N}_2$  ou  $\text{NH}_4^+$  e muito raramente para  $\text{NO}_2^-$ , em meio oxidante. É muito móvel e altamente deliquescente, podendo ser removido das camadas superiores do solo para a água (Bower, 1978). O nitrato ocorre em geral em pequenas concentrações, representando o estágio final da oxidação da matéria orgânica. Teores acima de 5 mg/L podem ser indicativos de contaminação da água subterrânea por atividades antrópicas, tais como esgotos, fossas sépticas, depósitos de lixo, cemitérios, adubos nitrogenados, resíduos de animais etc. Os resíduos de produtos protéicos provenientes de esgotos, fezes etc., são ricos em nitrogênio e se decompõem em nitratos na presença de oxigênio, de acordo com o ciclo do nitrogênio (nitrogênio orgânico, amônia, nitrito e nitrato). A oxidação do amoníaco ( $\text{NH}_3$ ) para nitrito ( $\text{NO}_2^-$ ) ocorre com a participação de bactérias especializadas do grupo nitrosomonas. A oxidação do nitrito para nitrato ( $\text{NO}_3^-$ ) requer a participação de bactérias autótrofas do grupo nitrobactérias. A presença de nitrito ( $\text{NO}_2^-$ ) na água subterrânea é um indicativo de poluição recente. As águas subterrâneas apresentam, geralmente, teores

de nitrato no intervalo de 0,1 a 10 mg/L, porém, em águas poluídas, os teores podem chegar a 1.000 mg/L. A água do mar possui em torno de 1 mg/L.

**Silício ( $\text{Si}$ )** - o silício, embora seja o elemento mais largamente encontrado nas rochas, não ocorre em quantidades significativas nas águas subterrâneas. Aparece, freqüentemente, sob a forma de partículas coloidais ( $\text{SiO}_4\text{H}_4$ ), devido, principalmente, à sua alta estabilidade química na maioria dos minerais, além da baixa solubilidade dos compostos que forma a partir do intemperismo das rochas. A combinação do oxigênio com o silício forma o óxido chamado de sílica ( $\text{SiO}_2$ ). O silício ocorre nas águas naturais, freqüentemente, no estado coloidal e em solução. Uma pequena parte ocorre no estado iônico sob a forma de  $\text{SiO}_4\text{H}_3^-$ . Concentrações maiores de silício iônico, ocorrem em águas naturais fortemente básicas, muito raras na natureza. O intemperismo de minerais de argila e os feldspatos constituem as principais fontes de sílica para as águas subterrâneas. Uma outra importante fonte de liberação do silício é o quartzo ( $\text{SiO}_2$ ), que é um dos mais resistentes minerais ao ataque físico-químico. Teores de 20 mg/L nas águas subterrâneas não são raros. Nos oceanos, os teores de sílica ( $\text{SiO}_2$ ) variam entre 1 e 30 mg/L. Nas águas bicarbonatadas sódicas, os teores de sílica podem chegar a 100 mg/L.

**Sulfato ( $\text{SO}_4^{-2}$ )** - são sais altamente deliquescentes e moderadamente solúveis a muito solúveis, exceto os sulfatos de estrôncio ( $\text{SrSO}_4$ ) e os de bário ( $\text{BaSO}_4$ ). Em água doce, o sulfato de cálcio ( $\text{CaSO}_4$ ) satura a 1.500 mg/L e pode chegar até 7.200 mg/L em águas salinas. Em meio redutor, com abundante matéria orgânica, pode sofrer uma redução bacteriana a S ou  $\text{S}^{-2}$ , porém, em geral é estável. Origina-se da oxidação do enxofre presente nas rochas e da lixiviação de compostos sulfatados (gipsita e anidrita). As águas subterrâneas apresentam geralmente teores de sulfatos inferiores a 100 mg/L, principalmente na forma de  $\text{SO}_4^{-2}$  e  $\text{HSO}_4^-$ . Segundo Hem (1985), este último predomina nas águas muito ácidas ( $\text{pH} < 2$ ), devido à dissociação incompleta do ácido sulfúrico. A água do Oceano Atlântico apresenta, em média 2.810 mg/L de sulfatos.

### Íons Secundários e Traços

A análise dos constituintes secundários deve ser solicitada quando há indícios de sua presença na água por alguma circunstância especial, como o meio geológico, proximidade de qualquer atividade industrial, comercial e/ou presença de focos de contaminações potenciais (lixões, aterro sanitário, depósitos de rejeitos de mineração, lagoas de contenção de rejeito industrial etc.). Os constituintes iônicos e traços são inúmeros e se apresentam, geralmente, em concentrações inferiores a 1% em relação aos constituintes principais (maiores) e secundários (menores), porém, alguns são freqüentemente encontrados nas águas subterrâneas,

como, por exemplo, brometos. Embora estes constituintes sejam raros e estejam presentes em quantidades dificilmente mensuráveis por meios químicos usuais, nem por isso deixam de ser importantes para a potabilidade da água. Em águas contaminadas, os constituintes secundários e os traços podem atingir concentrações compatíveis com as dos constituintes principais. Suas determinações oneram bastante o custo final da análise química, porque a maioria desses elementos é de difícil detecção, exigindo técnicas e equipamentos sofisticados e caros. A seguir, são apresentados os principais constituintes secundários presentes em águas subterrâneas.

**Boro ( $B^{+3}$ )** - encontra-se dissolvido como  $H_3BO_3$  parcialmente dissociado como  $H_2BO_3^-$ . As águas subterrâneas apresentam geralmente teores inferiores a 0,1 mg/L, porém, às vezes, podem chegar a 10 mg/L. A água do mar possui em torno de 4,6 mg/L.

**Brometo ( $Br^-$ )** - seu comportamento químico é similar ao do íon cloreto ( $Cl^-$ ). Seu estudo tem interesse para o entendimento da origem das águas salgadas. Apresenta-se, em geral, com concentrações inferiores a 0,01 mg/L em águas doces, e nas águas marinhas, seus teores variam em torno de 65 mg/L. Nas águas doces e marinhas, a razão de  $rCl^-/rBr^-$  é de aproximadamente 675 ( $r = meq/L$ ).

**Manganês ( $Mn$ )** - não ocorre livre, aparecendo principalmente na forma de  $MnO_2$  (pirolusita),  $Mn_2O_3$  (braunita),  $Mn_2O_3 \cdot H_2O$  (manganita),  $Mn_3O_4$  (ausmanita),  $MnCO_3$  (rodocresita) e silicato de manganês (rodonita). O manganês assemelha-se ao ferro, tanto quimicamente como em termos de ocorrência nas águas subterrâneas. É menos abundante que o ferro nas rochas, conseqüentemente, sua presença nas águas naturais é menos comum e a sua concentração, em geral, é muito menor que a do ferro. Ocorre principalmente sob a forma de  $Mn^{+2}$  podendo também ocorrer como  $Mn^{+3}$ . O manganês, no estado  $Mn^{+2}$ , é instável na presença do ar, mudando para o estado  $MnO_2$  quando a água que o contém é exposta ao ar, pois se oxida facilmente. O bicarbonato manganoso decompõe-se da mesma forma que o bicarbonato ferroso, deixando a água sob a forma de um depósito de cor negra e de aspecto fuliginoso, ao desprender-se o gás carbônico. O manganês e seus compostos são altamente persistentes na água, podendo levar mais de 200 dias para ser degradado. O manganês, freqüentemente, está presente com baixos teores ( $< 0,2$  mg/L) em quase todas as águas naturais, sendo mais abundante nas águas ácidas. O manganês está na lista de substâncias perigosas da EPA (*United States Environmental Protection Agency*), podendo levar à morte animais, pássaros, peixes e vegetais.

**Zinco ( $Zn^{+2}$ )** - o zinco é encontrado em diversos minerais, como por exemplo, Blenda,  $ZnS$ , Calamina,  $Zn_4Si_2O_7(OH)_2$ , Smithsonita,  $ZnCO_3$ , Franklinita,  $(Zn, Mn)Fe_2O_4$ , e Hidrozincita,  $Zn_3(CO_3)_2(OH)_2$ . O zinco, entre os

metais pesados, é o mais solúvel e os seus sais são altamente persistentes na água. A sua concentração é, geralmente, inferior a 10 mg/L nas águas subterrâneas (Mathess, 1973).

### Constituintes Iônicos Tóxicos e Carcinógenos

Os constituintes iônicos considerados como tóxicos e carcinógenos, como por exemplo o cádmio, arsênio, bário, entre outros, podem induzir doenças se houver uma ingestão continuada de água com excesso destas substâncias.

**Antimônio ( $Sb$ )** - encontra-se sempre associado a outros elementos, sendo praticamente constante a presença de enxofre. Seu mineral mais importante é a antimonita ( $Sb_2S_3$ ), podendo ocorrer nos estados de oxidação +5, +3 e -3, sendo este último o menos estável. Sua presença nas águas subterrâneas é tóxica para o homem, podendo causar danos ao músculo do fígado e do coração.

**Arsênio ( $As$ )** - ocorre na natureza em quantidades reduzidas ( $\cong 0,00005\%$ ). Está presente na matéria orgânica, em quase todos os sulfetos metálicos e encontra-se, ainda, dissolvido nas águas naturais. As fontes naturais de arsênio são, principalmente, as jazidas de metais, onde o elemento se encontra na forma de arsenita ( $AsO_4^{-3}$ ). As principais fontes antrópicas são inseticidas, herbicidas e resíduos industriais à base de arsênio. Nas águas subterrâneas, as concentrações de arsênio são comumente abaixo de 0,1 mg/L, porém, em águas de poços petrolíferos e em águas minerais, ocorrem concentrações de até 4 mg/L. Vários compostos de arsênio são poderosos agentes venenosos, decorrendo daí sua aplicação como inseticidas e raticidas. Muito perigoso à saúde pública, bastando uma pequena ingestão de 100 mg, para envenenar seriamente o organismo humano. É carcinógeno, sendo o seu limite de aceitação de 0,05 mg/L. No caso de envenenamento humano por arsênio, o  $Ca(OH)_2$ , o  $MgSO_4$  e o  $Fe(OH)_3$  são antídotos convenientes, pois todos eles provocam a formação de compostos insolúveis de arsênio, impedindo, dessa forma, sua ação.

**Bário ( $Ba^{+2}$ )** - as principais fontes de bário são os minerais de Witherita ( $BaCO_3$ ) e de barita ( $BaSO_4$ ). Dissolve-se em água, gerando o hidróxido  $Ba(OH)_2$ , de forte ação alcalina. O fluossilicato de bário ( $BaSiF_6$ ) é usado como inseticida. O consumo de 550 a 600 mg de bário pelo homem é fatal. O seu excesso causa bloqueio nervoso e/ou aumento da pressão sanguínea por vasoconstrição.

**Cádmio ( $Cd^{+2}$ )** - o cádmio é um metal relativamente raro na natureza, e encontra-se principalmente nos minerais de zinco (blenda, calamina, smithsonita e hidrozincita), em porcentagens que variam de 0,1 a 0,3%. No Brasil não há produção desse metal. Nas águas subterrâneas exhibe teores inferiores a 20 mg/L. É muito

tóxico para a saúde do homem, tendo ação cumulativa sobre o organismo humano. Seu excesso pode provocar hipertensão arterial, anemia, retardamento de crescimento e morte.

**Chumbo (Pb)** - o chumbo, segundo Hem (1985), ocorre com concentrações médias de 16 ppm em rochas ígneas, 14 ppm em arenitos e 80 ppm em folhelhos. Segundo Mathess (1973), as águas subterrâneas têm quantidades médias em torno de 20 mg/L. Este metal é tolerado para o consumo humano até o limite de 0,5 mg/L. Teores acima deste podem provocar uma intoxicação variável, em função da quantidade acumulada no organismo e podem causar danos cerebrais ou levar à morte em casos extremos.

**Cobre (Cu<sup>+</sup>)** - os principais minerais de cobre são calcopirita (CuFeS<sub>2</sub>), calcosita (Cu<sub>2</sub>S), covelita (CuS), malaquita (Cu<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>(OH)<sub>2</sub>) e azurita (Cu<sub>3</sub>(CO<sub>3</sub>)<sub>2</sub>(OH)<sub>2</sub>). O cobre tem baixa solubilidade e elevada persistência na água. Ocorre nas águas subterrâneas com teores inferiores a 1 mg/L. Maiores concentrações ocorrem em águas que percolam jazidas de cobre. Segundo Hem (1985), nos Estados Unidos foram encontradas águas subterrâneas com teores de 312 mg/L de Cu<sup>+</sup>. O cobre é um elemento que geralmente ocorre em águas naturais em baixas concentrações, entretanto, é essencial para plantas e animais. Quase todo o cobre ingerido pelo homem é eliminado, no entanto, altas concentrações podem provocar hemocromatose.

**Cromo (Cr)** - o cromo é um metal relativamente raro na crosta terrestre (> 0,03%). Não é encontrado no estado livre, ocorrendo geralmente associado ao ferro e ao chumbo. Também substitui, freqüentemente, o alumínio em alguns minerais como o berilo (3BeO Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> 6SiO<sub>2</sub>) e o coríndon (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>), geralmente em mínimas quantidades. Entre os minerais de cromo destacam-se a cromita (FeO Cr<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) e a crocoíta (PbCrO<sub>4</sub>). O cromo possui quatro isótopos estáveis, de números de massa 50, 52, 53 e 54. Seus números de oxidação comuns são +2, +3 e +6. O íon crômico Cr<sup>3+</sup> é anfótero e pode originar sais solúveis tanto na presença de ácidos quanto de bases.

**Fluoreto (F)** - possui solubilidade limitada e pouco contribui para a alcalinidade da água, pois sofre hidrólise rapidamente. Os fluoretos, freqüentemente são encontrados em pequenas concentrações nas águas subterrâneas. A principal fonte de fluoretos em rochas ígneas é a fluorita. Normalmente, ocorrem com concentrações entre 0,1 e 1,5 mg/L nas águas naturais, podendo chegar, às vezes, até 10 mg/L e, raramente, a 50 mg/L em águas muito sódicas com pouco cálcio. Nas águas dos oceanos, seus valores estão situados entre 0,6 a 0,7 mg/L. Em regiões áridas, os fluoretos podem aparecer com quantidades elevadas. A presença do cálcio limita a concentração do flúor. O flúor, em baixos teores, até 1,5 mg/L é benéfico à saúde, na prevenção de cáries dentárias de crianças em fase

de crescimento. Acima deste teor já é prejudicial, causando manchas nos dentes (fluorose dental) e deformação dos ossos. Doses excessivas levam o homem à morte. É muito tóxico para os vegetais.

**Mercúrio (Hg)** - raramente é encontrado no estado elementar. O mais importante composto de mercúrio é o sulfeto cinábrio (HgS). O mercúrio possui baixa condutibilidade elétrica e alta densidade (13,6 g/cm<sup>3</sup> a 20 °C). É um metal volátil, embora em pequena intensidade, mas seus vapores são extremamente tóxicos, podendo causar cansaço, dificuldade de concentração e perda de memória. Também seus sais são venenosos, principalmente os solúveis. É o único metal líquido. Os estados de oxidação que o mercúrio pode assumir são +1 e +2. Apesar da toxicidade dos sais de mercúrio, o cloreto mercurioso (Hg<sub>2</sub>Cl<sub>2</sub>), conhecido como calomelano, encontra aplicação na medicina como estimulante de órgãos de secreção.

**Selênio (Se)** - o selênio é muito raro na natureza e seu comportamento químico é semelhante ao do enxofre. Está presente nas rochas da crosta terrestre, quase sempre sob a forma de selenetos, geralmente acompanhando sulfetos nos minerais de Berzelianita (Cu<sub>4</sub>Se), Tiemanita (HgSe) e Naumanita (Ag<sub>2</sub>Se). Nas águas subterrâneas, sua concentração varia em torno de 1 mg/L. É tóxico para homens e animais em concentrações acima de 0,01 mg/L. O seu excesso provoca aumento de incidência de cárie dentária, atrofia muscular irreversível e é carcinógeno.

### Principais Gases Dissolvidos na Água

Os principais gases dissolvidos na água subterrânea são o oxigênio, o gás carbônico e o gás sulfídrico, que comumente não são determinados nas análises químicas, sendo os gases dissolvidos de maior interesse para os estudos da água subterrânea. Como sua solubilidade varia no sentido inverso da temperatura e aumenta proporcionalmente com a pressão, os gases dissolvidos influem nos problemas de corrosão de revestimentos e filtros metálicos de poços tubulares, bem como na deposição de materiais incrustantes.

**Oxigênio Dissolvido (OD)** - é o indicador da concentração de oxigênio dissolvido na água em mg/L. O oxigênio (O<sub>2</sub>) é um gás pouco solúvel em água, sendo sua solubilidade função da temperatura, da pressão e dos sais dissolvidos na água. Em geral, apresenta pequenas concentrações na água subterrânea. A maior parte do oxigênio dissolvido na água, que infiltra no solo, é consumida na oxidação da matéria orgânica, durante a trajetória da água subterrânea na zona de aeração. O oxigênio dissolvido corrói o ferro, o aço e o latão. Se há um aumento na temperatura, o ataque corrosivo tende a se acelerar e a quantidade de oxigênio dissolvido a diminuir. A maioria das águas subterrâneas tem concentrações de O<sub>2</sub> entre 0 e 5 mg/L.



**Gás Carbônico (CO<sub>2</sub>)** - é um gás relativamente solúvel e que sofre hidrólise produzindo ácido carbônico parcialmente dissociado. A sua presença deve-se, principalmente, à decomposição da matéria orgânica contida no subsolo. Frequentemente, sua concentração varia no intervalo de 1 a 30 mg/L, nas águas naturais. Possui um papel muito importante na determinação das concentrações de alguns constituintes da água, como cálcio, carbonatos e bicarbonatos. A presença de gás carbônico na água subterrânea é significativa quando ocorre cálcio e bicarbonato em solução. As águas com excesso de CO<sub>2</sub> são agressivas e as que perdem CO<sub>2</sub> podem converter-se em incrustantes.

**Gás Sulfídrico (H<sub>2</sub>S)** - a água subterrânea que contém gás sulfídrico é reconhecida pelo seu cheiro de ovo podre. É suficiente apenas um teor de 0,5 mg/L deste gás na água fria para o odor ser percebido. O gás sulfídrico presente na água forma um ácido fraco, tornando-a corrosiva.

### Principais Nutrientes

**Fósforo (P)** - a importância do fósforo decorre do papel que desempenha no metabolismo biológico (armazenamento de energia e estruturação celular). Ocorre em águas naturais sob a forma de fosfatos, sendo agrupados como fosfato orgânico dissolvido (ortofosfatos), fosfato particulado, fosfato total dissolvido e fosfato total. A principal forma de fosfato assimilada pelos vegetais é o ortofosfato. O fósforo é muito difundido na crosta terrestre (cerca de 12% de sua composição), sendo encontrado em mais de 250 minerais. O mineral de fósforo mais importante é a apatita. Segundo Mathess & Harvey (1982), devido à ação dos microrganismos, a concentração de fosfato, geralmente é baixa (0,01 a 1,0 mL/L) em águas naturais. Valores acima de 1,0 mg/L, geralmente são indicativos de águas poluídas. O fósforo por via antropogênica pode ser acrescido às águas subterrâneas por derivados de fertilizantes, detergentes, efluentes domésticos, inseticidas e pesticidas. A presença de Ca<sup>+2</sup> limita a concentração do fosfato e a ocorrência do CO<sub>2</sub> dissolvido a favorece. O fosfato apresenta uma nítida tendência para formar compostos com vários íons e coligações fortes com os minerais de argila.

**Nitrogênio (N)** - o nitrogênio é um elemento fundamental à vida dos microrganismos, uma vez que integra a molécula de proteína e, conseqüentemente, do protoplasma. O nitrogênio gasoso constitui cerca de 78% do ar atmosférico e forma vários sais solúveis presentes no solo, que são utilizados pelos vegetais. Ocorre em várias formas e estados de oxidação, resultantes de diversos processos bioquímicos como amônia (livre N-NH<sub>3</sub> e ionizada N-NH<sub>4</sub>), nitratos (N-NO<sub>3</sub>-), nitritos (N-NO<sub>2</sub>-); nitrogênio molecular (N<sub>2</sub>) e nitrogênio orgânico (N-orgânico dissolvido e em suspensão). O nitrato é produto da oxidação biológica de compostos nitrogenados reduzidos. Esse processo é chamado

de nitrificação, no qual dois gêneros de bactérias participam: nitrosomonas, que oxidam o amônio a nitrito, e nitrobacter, que oxidam o nitrito a nitrato.

### Compostos Orgânicos Sintéticos

Os compostos orgânicos voláteis são persistentes nas águas subterrâneas e os semivoláteis têm pressão de vapor menor que os voláteis de baixa solubilidade. Os principais compostos orgânicos sintéticos tóxicos são descritos a seguir.

**Hidrocarbonetos Alifáticos ou Aromáticos** - são representados por benzeno, tolueno, etilbenzeno, xilenos etc. Devido ao uso intenso e diversificado nos diversos setores da economia, existem riscos de contaminação das águas subterrâneas decorrentes de liberações destes produtos. Os efeitos à saúde humana causados pela exposição aos derivados dos hidrocarbonetos do petróleo, seja através da inalação, ingestão ou contato com a pele, são, geralmente, nocivos e graves, sendo vários destes compostos indicados como potenciais agentes carcinogênicos e denominados como **Substâncias Tóxicas Perigosas**. Quando presentes nas águas, as tornam impróprias para consumo humano.

**Pesticidas** - são considerados nesta categoria inseticidas, herbicidas, fungicidas, nematocidas, acaricidas, algicidas e rodenticidas. São substâncias orgânicas sintéticas, extremamente tóxicas, persistentes e de difícil biodegradabilidade (recalcitrantes). São usadas para combater insetos e ervas daninhas indesejáveis na agricultura. Nas águas subterrâneas, só devem ser analisados em águas provenientes de zonas de agricultura intensiva.

**Fenóis** - são substâncias bastante tóxicas, que são rapidamente degradadas no subsolo. Os compostos fenólicos mais frequentemente encontrados nas águas subterrâneas são os hidróxidos derivados do benzeno. Estes são agentes poluentes provenientes de rejeitos de águas industriais, oxidação de pesticidas, degradação microbiana de herbicidas etc.

### Características Microbiológicas

Entre as impurezas das águas naturais, incluem-se os microrganismos, como as bactérias, vírus, e protozoários, podendo causar doenças ao homem. A qualidade bacteriológica de uma água para avaliar a contaminação por dejetos humanos e de outros animais de sangue quente é feita através de bactérias do grupo coliformes, principalmente os coliformes totais e *Escherichia coli* ou coliformes termotolerantes. A *Escherichia coli* é um coliforme de origem exclusivamente fecal. É uma bactéria não patogênica, que normalmente habita os intestinos dos animais superiores. A sua presença não representa risco para a saúde pública, mas indica que poderão estar presentes microrganismos causadores ou transmissores de doenças (patogênicos). São, assim, indicadores microbiológicos

de contaminação fecal da água, mundialmente utilizados, indicando eventuais perigos para a saúde. Portanto, nem toda água que contenha coliformes é contaminada por microorganismos patogênicos. De acordo com a Portaria 1.469/2.000 do Ministério da Saúde, são adotadas as seguintes definições para os coliformes totais, coliformes termotolerantes e *Escherichia coli*.

**Coliformes totais (bactérias do grupo coliforme)** - são bacilos gram-negativos, aeróbicos ou anaeróbicos facultativos, não formadores de esporos, oxidase-negativos, capazes de se desenvolver na presença de sais biliares ou agentes tensoativos que fermentam a lactose com produção de ácido, gás e aldeído a  $35,0 \pm 0,5^\circ\text{C}$  em 24-48 horas, e que podem apresentar atividade da enzima  $\beta$ -galactosidase. A maioria das bactérias do grupo coliforme pertence aos gêneros *Escherichia*, *Citrobacter*, *Klebsiella* e *Enterobacter*, embora vários outros gêneros e espécies pertençam ao grupo.

**Coliformes termotolerantes** - subgrupo das bactérias do grupo coliforme que fermentam a lactose a  $44,5 \pm 0,2^\circ\text{C}$  em 24 horas, tendo como principal representante a *Escherichia coli*.

***Escherichia Coli*** - bactéria do grupo coliforme que fermenta a lactose e manitol, com produção de ácido e gás a  $44,5 \pm 0,2^\circ\text{C}$  em 24 horas. Produz indol a partir do triptofano, oxidase negativa, não promove hidrólise na uréia e apresenta atividade das enzimas  $\beta$  galactosidase e  $\beta$  glucoronidase, sendo considerada o mais específico indicador de contaminação fecal recente e de eventual presença de organismos patogênicos.

As bactérias coliformes são, normalmente, eliminadas com a matéria fecal, na razão de 50 a 400 bilhões de células por pessoas por dia. Dado o grande número de coliformes existentes na matéria fecal (até 300 milhões por grama de fezes), os testes de avaliação qualitativa desses organismos na água têm uma precisão ou sensibilidade muito grande.

A água para ser potável não deve conter bactérias patogênicas. Estas, quando presentes, provêm das descargas intestinais de indivíduos doentes ou portadores destas. É importante observar que a quase totalidade dos organismos patogênicos é incapaz de viver em sua forma adulta ou reproduzir-se fora do indivíduo que lhe serve de hospedeiro e, portanto, tem vida limitada na presença de um corpo de água, isto é, fora do seu habitat natural.

São vários os agentes de eliminação natural de organismos patogênicos nas águas. Além da temperatura, destacam-se os efeitos da luz, a sedimentação, a presença ou não de oxigênio dissolvido, parasitas ou predadores de bactérias e substâncias tóxicas ou antibióticas produzidas por outros microorganismos, como algas e fungos. Nas águas subterrâneas, os organismos patogênicos são eliminados ou removidos pela ausência de oxigênio

(ambiente anaeróbico) e por filtração, segundo intensidades variadas, em função da permeabilidade e condutividade do aquífero ou do subsolo. Estes microorganismos podem sobreviver no subsolo durante algum tempo, variável de acordo com a espécie, mas a partir de determinado período começam a desaparecer, ou extinguir-se, de modo exponencial.

Os coliformes são expressos pelo número mais provável de coliformes existentes em 100 mL de água. O padrão de potabilidade para consumo humano estabelecido pelo Ministério da Saúde (Portaria nº 1.469/2.000) determina a ausência de coliformes totais e termotolerantes por 100 mililitros, para que seja considerada potável a água de qualquer fonte de abastecimento humano.

A tabela 5.10 mostra as principais doenças relacionadas à ingestão de água contaminada e os microorganismos causadores.

## 5.1.4 Princípios de Classificação das Águas

### Técnicas Gráficas

Os dados de análises de água podem ser interpretados com base em análises individuais ou a partir de um conjunto de dados referentes a uma área ou a um determinado aquífero. Para uma avaliação temporal e espacial de um conjunto de dados, são, freqüentemente, utilizados métodos gráficos, que podem ser elaborados por *softwares* específicos disponíveis no mercado, os quais podem, inclusive, fazer a representação gráfica dos dados sobre mapas. O manejo de grande quantidade de dados pode ser simplificado através da utilização desses gráficos e diagramas, em especial quando se trata de fazer análises comparativas entre várias análises de água de um mesmo ponto em épocas diferentes ou de diferentes lugares. Facilmente podem ser ressaltadas relações entre íons de uma mesma amostra e variações temporais e espaciais existentes. São úteis não apenas para indicar a qualidade da água para um determinado uso, mas,

Doenças	Microorganismo Causador
Cólera	<i>Vibrio cholerae</i>
Disenteria bacilar	<i>Shigella sp.</i>
Febre tifóide	<i>Salmonella typhi</i>
Febre entérica	<i>Salmonella paratyphi A</i>
Gastroenterite	<i>Escherichia coli</i> e outros tipos de <i>Salmonella</i> , <i>Proteus</i> , <i>derby</i> etc.
Diarréia infantil	Tipos enteropatogênicos de <i>Escherichia coli</i>
Leptospirose	<i>Leptospira sp.</i>

**Tabela 5.1.10** - Doenças freqüentemente relacionadas com a ingestão de água contaminada por microorganismos (adaptado de Pelczar *et. al.*, 1977; OMS, 1979; FUNASA, 2004).

também, para ilustrar variações na qualidade, enfatizar diferenças e similaridades; ou, ainda, para ajudar a detectar e identificar alguns dos processos químicos (capítulo 5.2). A seguir, são mostrados os diagramas e as formas gráficas de apresentação dos resultados de análises químicas mais comumente utilizados.

**Diagramas Colunares**

A altura das colunas representa a concentração ou % dos íons em meq/L ou mg/L. São utilizados, principalmente, para comparar as proporções dos constituintes iônicos principais de várias análises químicas de águas (figura 5.1.1).

**Diagrama Radial de Tichel**

Como ilustrado na figura 5.1.2, Tichel propôs um diagrama radial onde os íons são representados em meq/L, por pontos proporcionais às suas respectivas concentrações em %. Localizados em cinco eixos do diagrama, os pontos são ligados formando um hexágono característico para cada análise. O ponto P representa a concentração total da amostra.

**Diagramas Circulares**

Os diagramas circulares (figura 5.1.3) correspondem a um círculo de raio proporcional aos Sólidos Totais Dissolvidos em meq/L, subdividido em partes proporcionais às concentrações, em meq/L, dos seus constituintes iônicos.

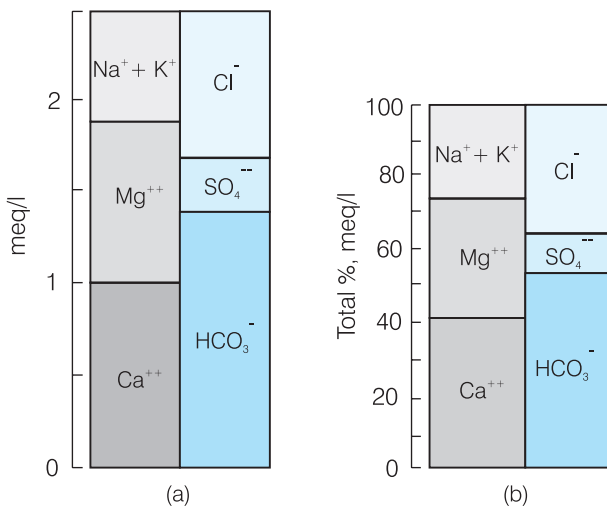


Figura 5.1.1 - Diagramas colunares.

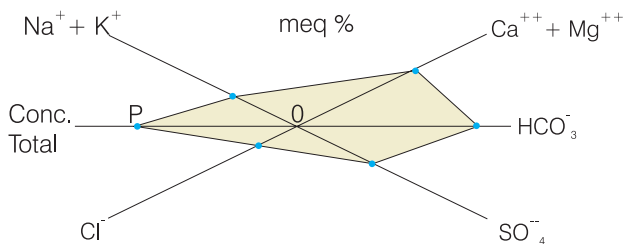


Figura 5.1.2 - Diagrama radial de Tichel.

**Diagrama Triangular Simples**

O gráfico é constituído por um triângulo equilátero ABC, cujo vértice representa um componente (A,B ou C) com 100% do elemento analisado e seus lados estão subdivididos em 100 partes iguais. A água é caracterizada por dois pontos (representando os ânions e os cátions) ligados por uma reta (figura 5.1.4).

**Diagrama Triangular de Piper**

O diagrama de Piper é utilizado para classificar os distintos grupos de águas quanto aos íons dominantes (cloretada, sódica, carbonatada, magnesiana etc.). Este sistema de classificação é baseado na sobrepujança de determinados íons sobre outros. A água é denominada quanto ao ânion ou cátion, cuja concentração, expressa em meq/L, ultrapassa em 50% suas respectivas somas. Se nenhum deles ultrapassa este valor, a água é denominada de acordo com os dois ânions ou cátions mais abundantes. Para plotar no diagrama, transforma-se separadamente o valor de cada íon expresso em meq/L em percentagem dos totais de ânions e de cátions (figura 5.1.5).

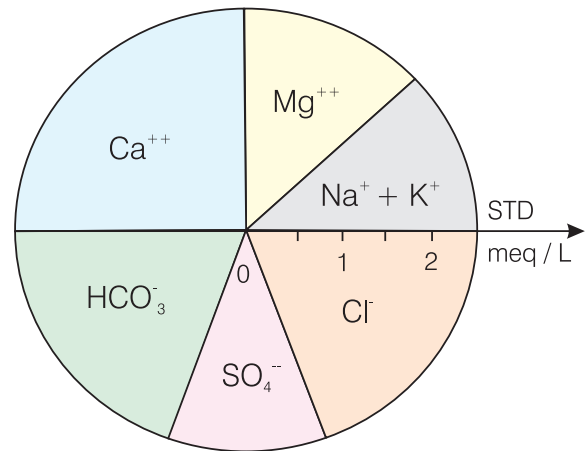


Figura 5.1.3 - Diagrama circular simples.

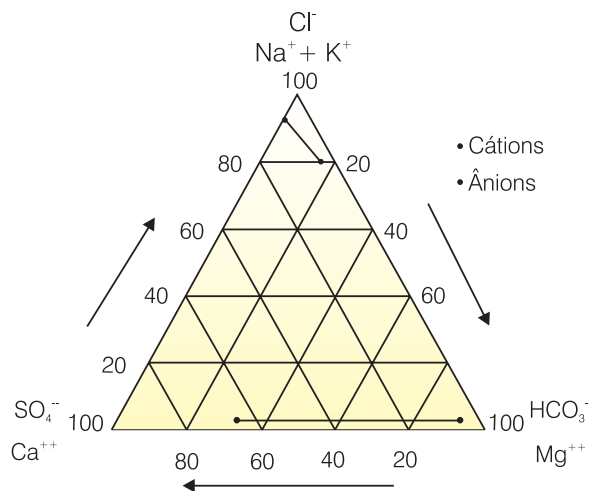


Figura 5.1.4 - Diagrama triangular.

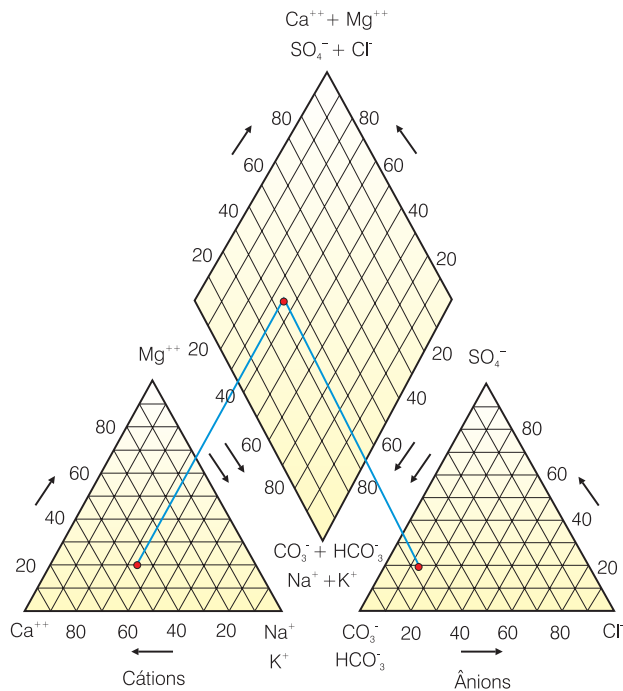


Figura 5.1.5 - Diagrama de Piper.

### Diagrama de Stiff

Todas as concentrações iônicas em meq/L ou % meq/L são representadas sobre linhas paralelas horizontais. Ligando-se todos os pontos respectivos, obtém-se uma figura geométrica característica para a água analisada, conforme mostrado na figura 5.1.6.

### Diagrama Semi-logarítmico de Schoeller

No diagrama de Schoeller, figura 5.1.7, as concentrações, em meq/L, da amostra são plotadas em papel semi-logarítmico. Esta forma de apresentação dos dados hidroquímicos é bastante flexível e permite aumentar ou reduzir o número de elementos representados, de acordo com as necessidades e os objetivos da interpretação.

### Hidrogramas

São gráficos que mostram a variação de uma certa característica em função do tempo. É a forma mais clara de se visualizar as variações temporais de composição da água subterrânea. Normalmente representam-se várias características num mesmo hidrograma. Na figura 5.1.8 é apresentado um exemplo típico de um hidrograma.

### Perfis Hidroquímicos

Os perfis hidroquímicos podem ser verticais e horizontais. Os perfis verticais, em geral mais utilizados, são construídos a partir de análises químicas feitas em amostras de água recolhidas ao longo de uma

linha vertical (poço), representando-se os valores das características químicas em função da profundidade. Estes perfis permitem estudar e ressaltar a existência de estratificações na água subterrânea. Os perfis horizontais são construídos a partir de amostras de água coletadas ao longo da extensão do aquífero, normalmente para uma mesma profundidade, e ressaltam variações laterais na composição da água subterrânea.

### Mapas Hidroquímicos

Na hidroquímica, normalmente os resultados são apresentados sob a forma de mapas de isoteores (mapa de isoteor de cálcio, STD, cloretos etc.). Esses mapas caracterizam-se pela presença de isolinhas que correspondem a linhas de mesmo teor do *background*

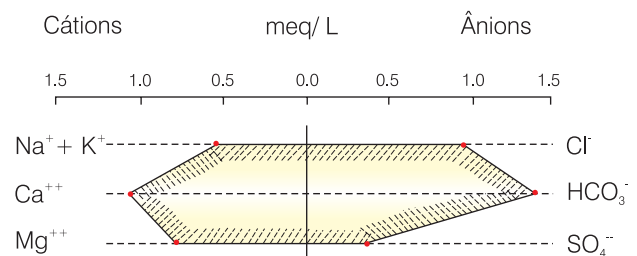


Figura 5.1.6 - Diagrama de Stiff.

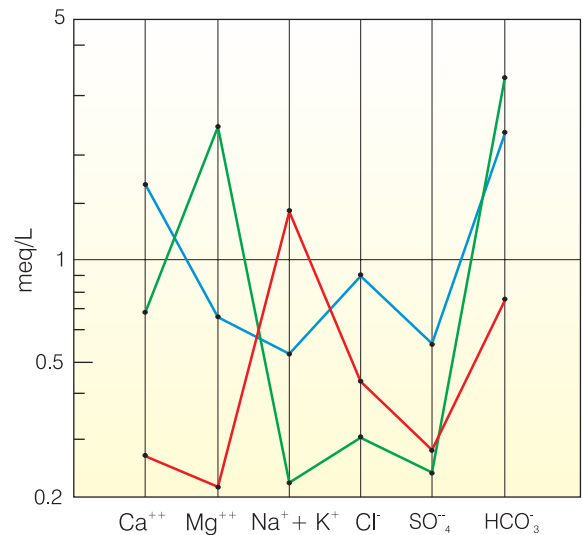


Figura 5.1.7 - Diagrama Semi-logarítmico de Schoeller.

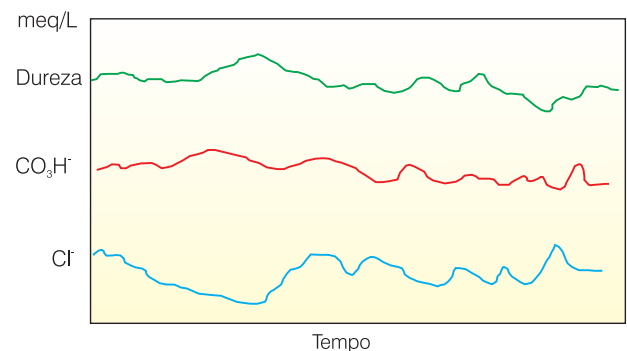


Figura 5.1.8 - Exemplo de Hidrograma.

acrescido de alguns desvios-padrão, dependendo da amplitude da população analisada. Permitem, no caso de água subterrânea, a visualização rápida das variações espaciais das características químicas de um aquífero (meios contínuos). Outros mapas hidroquímicos consistem em representar sobre um mapa geológico ou topográfico, gráficos, símbolos ou figuras que representem a composição química da água. Os mapas hidroquímicos também podem ser constituídos por diagramas, sendo mais utilizados os de Stiff e os circulares.

### 5.1.5 Padrões de Qualidade das Águas

#### Consumo humano

As características que delimitam o modelo de água destinada ao abastecimento doméstico, denominadas padrões de potabilidade de consumo humano, compreendem critérios essenciais e critérios complementares. Os primeiros dizem respeito, principalmente, à proteção contra a contaminação por microorganismos patogênicos e contra a poluição por substâncias tóxicas ou venenosas. Os critérios complementares visam o controle da qualidade no que diz respeito ao aperfeiçoamento da água em aspectos estéticos, organolépticos e econômicos, que embora desejáveis, não são essenciais à proteção da saúde pública (cor, sabor, odor, turbidez, dureza, temperatura, pH). As águas geralmente são consideradas potáveis quando podem ser consumidas pelo homem sem ocasionar prejuízos à sua saúde. Os padrões internacionais de potabilidade para consumo humano variam em cada país, em função das peculiaridades locais. Entretanto, há uma tendência mundial de padronização das normas existentes, através da Organização Mundial de Saúde (OMS). Em épocas passadas, os padrões de potabilidade da água eram regidos apenas pela avaliação dos sentidos da visão, gustação e olfato.

A evolução das técnicas de análises químicas, físico-químicas, biológicas e radiológicas, ao longo do tempo, permitiu o aprimoramento dos padrões de potabilidade da água para consumo humano, embora ainda existam, nas águas, constituintes químicos de natureza inorgânica e orgânica, pouco estudados em termos de avaliações e normas de potabilidade.

A Portaria 1.469/2.000 do Ministério da Saúde (tabela 5.1.11), estabelece padrões de qualidade da água para consumo humano, sendo os parâmetros agrupados por tipo de padrão comentados a seguir.

#### Padrões de Aceitação para Consumo Humano

- são parâmetros físicos, organolépticos, químicos inorgânicos e orgânicos. Em situações normais, estes parâmetros não representam por si só risco para a saúde humana, exceção para os parâmetros químico

orgânicos que podem induzir doenças (câncer) a longo prazo, caso haja uma ingestão continuada de água com valores acima do valor máximo permitido.

**Padrão de Qualidade para Substâncias que Representam Risco à Saúde** - são parâmetros químicos inorgânicos e orgânicos, agrotóxicos e cianotoxinas, desinfetantes e produtos secundários da desinfecção. Estas substâncias são tóxicas e podem induzir doenças caso haja consumo continuado de água com sua presença.

**Padrão de Radioatividade para Água Potável** - são parâmetros radioativos que comportam riscos para a saúde humana, podendo, por ingestão oral, induzir várias formas de câncer no homem.

**Padrão Microbiológico de Potabilidade para Consumo Humano** - são indicadores da presença de contaminação microbiológica. A presença destes não representa risco para a saúde pública, mas indica que poderão estar presentes microorganismos causadores ou transmissores de doenças patogênicas. São indicadores de eventuais perigos, não representando por si só risco para a saúde do homem.

Segundo o Art. 17 da Portaria 1.469/2.000 do Ministério da Saúde, as metodologias analíticas para determinação dos parâmetros físicos, químicos, microbiológicos e de radioatividade devem atender às especificações das normas nacionais que disciplinem a matéria, da edição mais recente da publicação *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*, de autoria das instituições *American Public Health Association - APHA*, *American Water Works Association - AWWA* e *Water Environment Federation - WEF*, ou das normas publicadas pela *International Standardization Organization - ISO*.

#### Agricultura

Os padrões da água para uso na agricultura (irrigação) são mais simples, porque o número de parâmetros a serem considerados é menor. A classificação das águas para fins agrícolas é determinada pela concentração de alguns íons tais como o sódio, potássio, cloreto, sulfato, bicarbonato e boro, e parâmetros como a concentração total dos sais dissolvidos (STD), condutividade elétrica e a concentração total de cátions, que influenciam de maneira diferenciada no crescimento de cada espécie vegetal.

Os efeitos dos tipos de água sobre os vegetais levam em consideração não só sua composição físico-química, mas também as características da espécie vegetal (tolerância à salinidade e seu ciclo de vida) e do solo (permeabilidade, porosidade, textura e composição mineral). A maioria das águas utilizadas mundialmente para uso na agricultura possui condutividade elétrica inferior a 2.000  $\mu\text{Mho/cm}$ . Os resultados das colheitas que utilizaram água com condutividade elétrica maior que 2.000  $\mu\text{Mho/cm}$ , em geral, não foram satisfatórios.

Parâmetro		Unid.	VMP	Parâmetro	Unid.	VMP	
Padrão de Aceitação para Consumo Humano							
I	Cor Aparente	uH	15	Turbidez	UT	5	
	Odor	-	N.O. *1	Temperatura	°C	-	
	Sabor	-	N.O. *1	pH	-	6,0 - 9,5 *2	
II	Alumínio	mg/L Al	0,2	Sódio	mg/L Na	200	
	Amônia	mg/L NH3 NH3	1,5	STD	mg/L	1000	
	Cloreto	mg/L Cl	250	Sulfato	mg/L SO4	250	
	Dureza Total	mg/L	500	Sulfeto de H	mg/L S	0,05	
	Ferro Total	mg/L Fe	0,3	Surfactantes	mg/L LAS	0,5	
	Manganês	mg/L Mn	0,1	Zinco	mg/L	5	
	III	Monoclorobenzeno	mg/L	0,12	Tolueno	mg/L	0,17
Etilbenzeno		mg/L	0,2	Xileno	mg/L	0,3	
Padrão de Potabilidade para Substâncias Químicas que Representam Risco à Saúde							
II	Antimônio	mg/L Sb	0,005	Cromo	mg/L Cr	0,05	
	Arsênio	mg/L As	0,01	Fluoreto	mg/L F	1,5	
	Bário	mg/L Ba	0,7	Mercúrio	mg/L Hg	0,001	
	Cádmio	mg/L Cd	0,005	Nitrato	mg/L N	10	
	Cianeto	mg/L CN	0,07	Nitrito	mg/L N	1	
	Chumbo	mg/L Pb	0,01	Selênio	mg/L Se	0,01	
	Cobre	mg/L Cu	2				
	III	Acrilamida	µg/L	0,5	Diclorometano	µg/L	20
Benzeno		µg/L	5	Estireno	µg/L	20	
Benzo [a] pireno		µg/L	0,7	Tetracloro de Carbono	µg/L	2	
Cloreto de venila		µg/L	5	Tetracloroeteno	µg/L	40	
1,2 Dicloroeteno		µg/L	10	Triclorobenzenos	µg/L	20	
1,1 Dicloroetano		µg/L	30	Tricloroeteno	µg/L	70	
IV		Alaclor	µg/L	20	Hexaclorobenzeno	µg/L	1
	Aldrin e Dieldrin	µg/L	0,03	Lindano (g-BHC)	µg/L	2	
	Atrazina	µg/L	2	Metolacloro	µg/L	10	
	Bentazona	µg/L	300	Metoxicloro	µg/L	20	
	Clordano (isômeros)	µg/L	0,2	Molinato	µg/L	6	
	2,4 D	µg/L	30	Pendimetalina	µg/L	20	
	DDT (isômeros)	µg/L	2	Pentaclorofenol	µg/L	9	
	Endossulfan	µg/L	20	Permetrina	µg/L	20	
	Eldrin	µg/L	0,6	Propanil	µg/L	20	
	Glifosato	µg/L	500	Simazina	µg/L	2	
	Heptacloro + *3	µg/L	0,03	Trifluralina	µg/L	20	
	V	Microcistinas	µg/L	1	Até 10 mg/L em até 3 amostras nos últimos 12 meses		
	VI	Bromato	mg/L	0,025	Monocloramina	mg/L	3
Clorito		mg/L	0,2	2,4,6 Triclorofenol	mg/L	0,2	
	Cloro livre	mg/L	5	Trihalometanos total	mg/L	0,1	
Padrão de Radioatividade para Água Potável							
VII	Alfa Global	Bq/L	0,1	Beta Global	Bq/L	1	
Padrão Microbiológico de Potabilidade da Água para Consumo Humano							
VIII	Escherichia coli ou CT*4	n°/100 mL	Ausência	Coliformes Totais	n°/100 mL	Ausência	
Notas:							
I	- Parâmetros físicos e organolépticos.			*1 - Critério de referência			
II	- Parâmetros químicos inorgânicos.			*2 - Recomendado			
III	- Parâmetros químicos orgânicos.			*3 - Heptacloro epóxido			
IV	- Agrotóxicos			*4 - Coliformes termotolerantes, preferência p/ <i>Escherichia coli</i>			
V	- Cianotoxinas			UT - Unidade de turbidez			
VI	- Desinfetantes e produtos secundários da desinfecção			Bq/L - Becquerel/Litro			
VII	- Parâmetros radioativos.			N.O. - Não objetável			
VIII	- Parâmetros microbiológicos			µg/L - Micrograma por litro			
VMP	- Parâmetros microbiológicos			mg/L - Miligrama por litro			
UH	- Unidade Hazen (mg Pt-Co/L)						

Tabela 5.1.11 - Padrões de Potabilidade (Portaria 1469, de 29/12/2000, do Ministério da Saúde).

Existem alguns critérios que permitem verificar a adequabilidade da água para agricultura, sendo atualmente o mais aceito e utilizado a classificação do *United States Salinity Laboratory - USSL*. Esta classificação, mostrada na figura 5.1.9, baseia-se na Razão de Adsorção de Sódio (RAS), como indicador do perigo de alcalinização ou sodificação do solo, e na condutividade elétrica da água (CE), como indicador do perigo de salinização do solo. Quanto maior o **RAS**, menos apropriada é a água para fins de irrigação. O **RAS** indica a percentagem de sódio contido numa água que pode ser adsorvido pelo solo e é calculado através da equação (5.1.6):

$$RAS = \frac{rNa^+}{\sqrt{\frac{r(Ca^{+2} + Mg^{+2})}{2}}} \quad (5.1.6)$$

onde **r** representa as concentrações de Na, Ca e Mg, em miliequivalente por litro (meq/L).

As categorias de águas da classificação do **USSL** estão relacionadas a seguir:

**C<sub>0</sub>** - águas de muito baixa salinidade, que podem ser utilizadas sem restrição para irrigação.

**C<sub>1</sub>** - águas de baixa salinidade, com condutividade elétrica compreendida entre 100 e 250 μMho/cm a 25 °C (sólidos dissolvidos: 64 a 160 mg/L). Podem ser utilizadas para irrigar a maioria das culturas, na maioria dos solos, com pequeno risco de incidentes quanto à salinização do solo, salvo se a permeabilidade deste último for extremamente baixa.

**C<sub>2</sub>** - águas de salinidade média, com condutividade compreendida entre 250 e 750 μMho/cm a 25 °C (sólidos dissolvidos: 160 a 480 mg/L). Devem ser usadas com precaução, podem ser utilizadas de preferência em solos silto-arenosos, siltosos ou arenargilosos quando houver uma lixiviação moderada do solo. Os vegetais de fraca tolerância salina podem ser cultivados, na maioria dos casos, sem perigo.

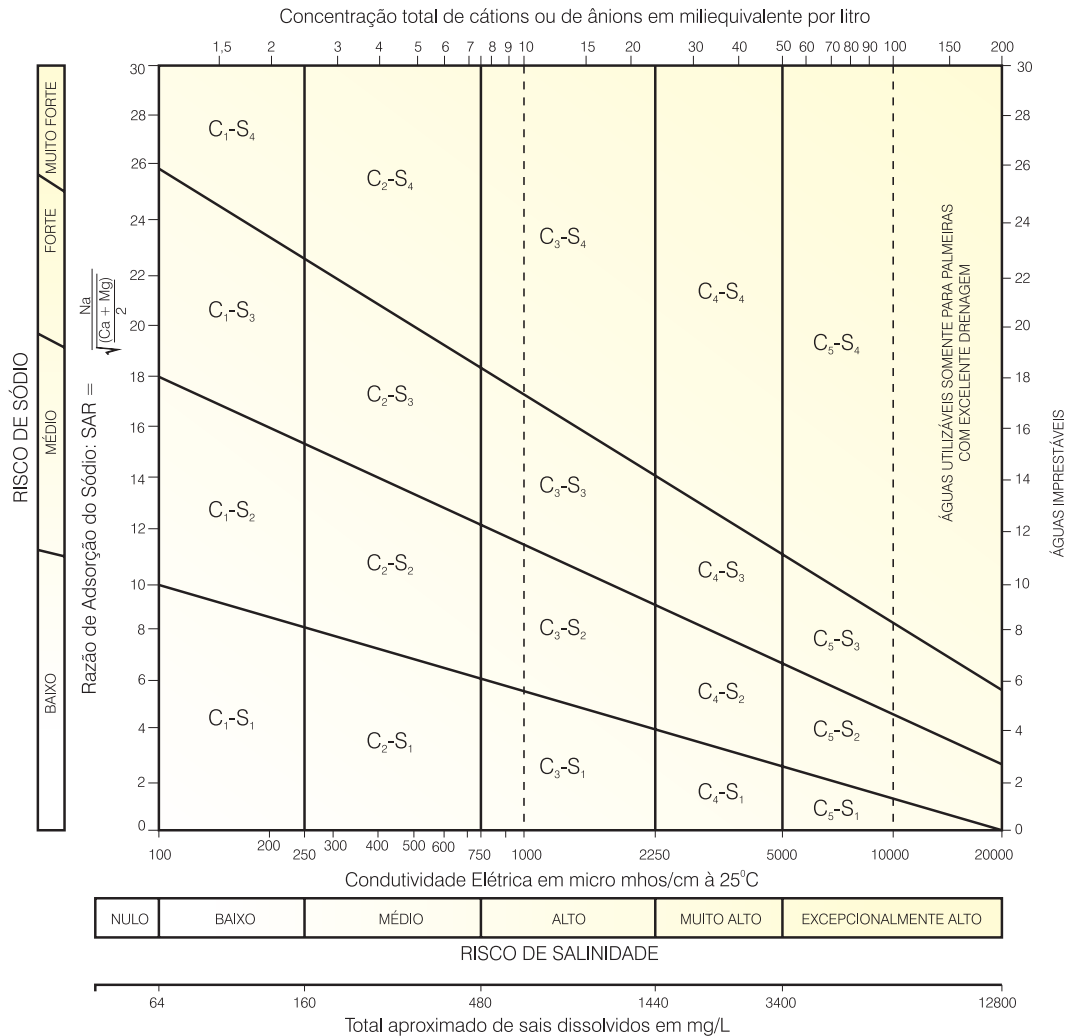


Figura 5.1.9 - Diagrama do *United States Salinity Laboratory - USSL*.

**C<sub>3</sub>** - águas de alta salinidade, com condutividade compreendida entre 750 e 2.250  $\mu\text{Mho/cm}$  a 25 °C (sólidos dissolvidos: 480 a 1.440 mg/L). Só podem ser utilizadas em solos bem drenados. Mesmo quando o solo é bem cuidado, devem ser tomadas precauções especiais de luta contra a salinização e apenas os vegetais de alta tolerância salina devem ser cultivados.

**C<sub>4</sub>** - águas de salinidade muito alta, com condutividade compreendida entre 2.250 e 5.000  $\mu\text{Mho/cm}$  a 25 °C (sólidos dissolvidos: 1.440 a 3.200 mg/L). Geralmente não servem para irrigação, todavia, podem ser excepcionalmente utilizadas em solos arenosos permeáveis, bem cuidados e abundantemente irrigados. Apenas os vegetais de altíssima tolerância salina podem ser cultivados.

**C<sub>5</sub>** - águas de salinidade extremamente alta, com condutividade compreendida entre 5.000 e 20.000  $\mu\text{Mho/cm}$  a 25 °C (sólidos dissolvidos: 3.200 a 12.800 mg/L). São águas utilizáveis apenas em solos excessivamente permeáveis e muito bem cuidados, salvo exceções, unicamente para palmeiras, sobretudo com condutividade acima de 10.000  $\mu\text{Mho/cm}$  a 25 °C.

**S<sub>1</sub>** - águas fracamente sódicas, podem ser utilizadas para quase todos os solos com fraco risco de formação de teores nocivos de sódio susceptível de troca. Presta-se ao cultivo de quase todos os vegetais.

**S<sub>2</sub>** - águas medianamente sódicas, apresentam perigo de sódio para os solos de textura fina e forte capacidade de troca de cátions. Podem ser utilizadas para solos de textura grosseira ou ricos em matéria orgânica e com boa permeabilidade.

**S<sub>3</sub>** - águas altamente sódicas. Há perigo de formação de teores nocivos de sódio na maioria dos solos, salvo nos solos gipsíferos. Exigem tratamento especial do solo (boa drenagem, lixiviação e presença de matéria orgânica) e podem ser utilizadas em vegetais com alta tolerância ao sódio.

**S<sub>4</sub>** - águas extremamente sódicas, geralmente imprestáveis para a irrigação, salvo se a salinidade global é fraca ou, pelo menos, média. Podem ser aplicadas em solos altamente drenáveis, ricos em carbonatos.

Esta classificação é bastante abrangente, mas deverá ser utilizada em conjunto com a análise dos íons de cloreto, sulfato e boro.

### Uso Industrial

Os padrões da água para fins industriais são complexos em função da diversidade de uso da água, pois dependem do tipo da indústria e dos processos de industrialização, gerando necessidades diferentes de qualidade de água para cada uso.

Atualmente, existem técnicas modernas de tratamento de água que permitem, na maioria das vezes, que águas de composições diferentes sejam utilizadas para qualquer uso industrial. Porém, os custos de tratamento da água podem ser bastante onerosos, inviabilizando o seu uso no processo industrial.

Dentre os vários parâmetros analisados nas águas para fins industriais, o que mais afeta a maioria das indústrias é a capacidade de ataque químico, que revela o seu caráter de agressividade, neutralidade ou incrustabilidade. Sob este ponto, as tabelas 5.1.12 e 5.1.13 apresentam os valores dos índices de estabilidade do carbonato de cálcio e de saturação que fornecem indicações sobre a capacidade de ataque químico das águas em condições naturais.

O índice de estabilidade do carbonato de cálcio (IE) foi definido por Ryznar (1944), pela equação:

$$IE = 2 \text{ pHs} - \text{pH} \quad (5.1.7)$$

sendo **IE** o índice de estabilidade do carbonato de cálcio, **pH** o potencial hidrogeniônico da água amostrada, **pHs** o potencial hidrogeniônico de saturação teórica (pH de saturação ou pH de equilíbrio do carbonato de cálcio).

De forma similar, o índice de saturação do carbonato (I) foi definido por Langelier (*apud* Szikszay, 1993) como:

$$I = \text{pH} - \text{pHs} \quad (5.1.8)$$

Alguns padrões para uso industrial da água subterrânea são apresentados na tabela 5.1.14.

## Outros Usos

### Pecuário

Os padrões para o consumo animal não são genericamente adotados, em consequência da diversidade das espécies de animais e suas variedades de raças, além de serem influenciados pelo clima, cadeia alimentar, tamanho, sexo etc. A água para

IE	Classificação
4,0 - 5,0	Muito Incrustante
5,0 - 6,0	Moderadamente Incrustante
6,0 - 7,0	Pouco Incrustante ou Agressiva
7,0 - 7,5	Agressiva
7,5 - 9,0	Francamente Agressiva
> 9,0	Muito Agressiva

**Tabela 5.1.12** - Índice de Estabilidade de Ryznar (Custodio & Llamas, 1983).

I	Classificação
> 0	Incrustante
= 0	Neutra
< 0	Agressiva

**Tabela 5.1.13** - Índice de Langelier (Szikszay, 1993).



Parâmetro	Unid.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
PH	-	-	-	7,5	-	6,5 - 7	-	8	-	-
Dureza	mg/L de CaCO <sub>3</sub>	50	180	50 - 80	30 - 100	50 - 75	25	50	50	100
Alcalinidade	mg/L de CaCO <sub>3</sub>	-	-	80 - 150	-	-	128	135	-	-
Cálcio	mg/L Ca	-	-	500	20	200	-	-	10	-
Cloretos	mg/L Cl	-	30	-	20	100	250	-	100	75
Ferro	mg/L Fe	0,5	0,3	0,2	0,1	0,1	0,2	0,2	0,25	0,1
Manganês	mg/L Mn	0,5	0,1	0,2	-	0,1	0,2	0,2	0,25	0,05
R.S.	mg/L	-	500	850	-	1.000	850	-	-	200
Nitrato	mg/L N	-	30	15	-	10	-	-	-	-
Amônia	mg/L NH <sub>3</sub>	-	traços	0,5	-	-	-	-	-	-
Sulfatos	mg/L SO <sub>4</sub>	-	60	-	20	-	250	-	100	-
Fluoretos	mg/L F	-	-	1	-	1	1	-	-	-
Magnésio	mg/L Mg	-	-	-	10	30	-	-	-	-
1 - Águas de Refrigeração 2 - Ind. de Laticínios 3 - Ind. de Conservas Alimentícias 4 - Ind. Açucareira 5 - Cervejaria				6 - Ind. de Bebidas e Suco de Frutas 7 - Curtume 8 - Ind. Têxtil 9 - Ind. de Papel						

**Tabela 5.1.14** - Critérios de qualidade da água para indústrias (Mathess, 1982; Szikszay, 1993; Driscoll, 1986).

consumo animal, antes de ser fornecida, deverá ser avaliada nos aspectos químico, físico-químico, biológico e radiológico, para evitar contaminações, intoxicações e até a morte do animal. Segundo Logan (1965), de uma maneira geral, o gado deve consumir água com menos de 5.000 mg/L de sais dissolvidos (STD). Nas tabelas 5.1.15, 5.1.16 e 5.1.17 são apresentados alguns padrões para consumo animal, elaborados por Logan (1965), Bateman *apud* Costa (1979) e Mackee & Wolf (1966).

Classe	STD (mg/L)
Boa	≤ 2.500
Satisfatória	2.500 - 3.500
Pobre	3.500 - 4.500
Insatisfatória	≥ 4.500

**Tabela 5.1.15** - Consumo animal (Logan, 1965).

Resíduo Seco (mg/L)	Consumo Animal
5.000 - 6.250	Cavalos bebem bem
6.250 - 7.800	Suportável por cavalos
7.800 - 9.375	Suportável pelo gado
9.375 - 15.605	Suportável por ovelhas
≥ 15.605	Nenhum animal bebe

**Tabela 5.1.16** - Consumo animal (Bateman *apud* Costa, 1979).

STD (mg/L)	Animal
2.860	Aves
4.220	Porcos
6.435	Cavalos
7.180	Gado (leite)
10.000	Gado (corte)
12.900	Carneiro

**Tabela 5.1.17** - Consumo animal (Mackee & Wolf, 1966).

## Recreação

A água utilizada para recreação de contato direto ou primária (natação e hidroginástica) exige um controle constante na sua qualidade química, físico-química, biológica e radiológica, pois oferece risco à saúde humana, principalmente quando contém organismos patogênicos e metais pesados. Neste caso, é usual adotar-se os seguintes padrões:

- Bactérias coliformes: limite - NMP 200/100mL de água
- pH : 7
- Piscinas com tratamento de cloro: Cloro Residual 0,4 - 1,0mg/L

## Piscicultura

Os padrões para o uso em piscicultura estão apresentados na tabela 5.1.18.

## 5.1.6 Padrões de Referência de Qualidade Ambiental

Os padrões de qualidade ambiental das águas visam, fundamentalmente, a proteção da saúde pública e o controle de substâncias potencialmente prejudiciais à saúde do homem, como microorganismos patogênicos, substâncias tóxicas ou venenosas e elementos radioativos.

Os exames de controle ambiental das águas são físicos, químicos, microbiológicos e bacteriológicos. Os limites máximos admissíveis para os parâmetros físicos, químicos, microbiológicos e bacteriológicos, em geral, são aperfeiçoados à medida que as pesquisas e técnicas analíticas permitam que sejam estabelecidas formas mais precisas de controle ambiental.

Parâmetros	Unidade	Limites de Tolerância
Oxigênio Dissolvido	mg/L	> 3
PH	-	7
Condutividade Elétrica	µmho/cm	3.000
STD	mg/L	1.500
Amônio	mg/L	10
Fenóis	mg/L	1
Detergentes	mg/L	3
Inseticidas	µg/L	Ausência
Cromo Total	mg/L	1
Fluoreto	mg/L	2,3 - 125
Chumbo	mg/L	4
Ferro	mg/L	50
Cobre	mg/L	0,5
Bactérias Coliformes	NMP/100 mL	70-100
Vírus	Hepatite	Ausência

Tabela 5.1.18 - Normas para piscicultura (Szikszay, 1993).

A legislação brasileira de controle ambiental da qualidade da água baseia-se em usos da água e seus correspondentes limites de aceitação de poluição e/ou contaminação.

## Águas Superficiais

Os padrões de qualidade ambiental das águas superficiais no Brasil foram instituídos pela Resolução do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) nº 20, 18/06/86, 102, Decreto nº 79.367, de 09/03/77, 120; Portaria nº 56-BSB, de 14/03/77, 122; NTA 60, 129. Resolução nº 25, de 1976, 132.

Segundo a resolução do CONAMA, as águas são divididas em doces, salobras e salinas, e segundo seus usos preponderantes, são classificadas em nove classes relacionadas a seguir.

### Águas Doces

I - Classe Especial - águas destinadas ao abastecimento doméstico, sem prévia ou com simples desinfecção e à preservação do equilíbrio natural das comunidades aquáticas.

II - Classe 1 - águas destinadas ao abastecimento doméstico após tratamento simplificado, à proteção das comunidades aquáticas, à recreação de contato primário (natação, esqui aquático e mergulho), a irrigação de hortaliças que são consumidas cruas e de frutas que se desenvolvam rente ao solo e que sejam ingeridas cruas, sem remoção de película e a criação natural e/ou intensiva (aquicultura) de espécies destinadas à alimentação humana.

III - Classe 2 - águas destinadas ao abastecimento doméstico após tratamento convencional, a proteção das comunidades aquáticas, a recreação de contato primário (natação, esqui aquático e mergulho), a

irrigação de hortaliças e plantas frutíferas, à criação natural e/ou intensiva (aquicultura) de espécies destinadas à alimentação humana.

IV - Classe 3 - águas destinadas ao abastecimento doméstico após tratamento convencional, à irrigação de culturas arbóreas, cerealíferas e forrageiras e à dessedentação de animais.

V - Classe 4 - águas destinadas à navegação, à harmonia paisagística e aos usos menos exigentes.

### Águas Salinas

VI - Classe 5 - águas destinadas à recreação de contato primário, à proteção das comunidades aquáticas, à criação natural e/ou intensiva (aquicultura) de espécies destinadas à alimentação humana.

VII - Classe 6 - águas destinadas à navegação comercial, à harmonia paisagística e a recreação de contato secundário.

### Águas Salobras

VIII - Classe 7 - águas destinadas à recreação de contato primário, à proteção das comunidades aquáticas e à criação natural e/ou intensiva (aquicultura) de espécies destinadas à alimentação humana.

IX - Classe 8 - águas destinadas à navegação comercial, à harmonia paisagística e à recreação de contato secundário.

Para efeito desta resolução, são adotadas as seguintes definições:

- **Águas Doces** - águas com salinidade igual ou inferior a 0,5‰;
- **Águas Salobras** - águas com salinidade variando entre 0,5 e 30‰;
- **Águas Salinas** - águas com salinidade igual ou superior a 30‰.

Art. 3º. - No caso das águas da Classe Especial, o uso para abastecimento sem prévia desinfecção fica vinculado à ausência de coliformes totais em qualquer amostra realizada. Para as demais classes, estão estabelecidos os limites e/ou condições especificados na tabela 5.1.19.

## Águas Subterrâneas

A classificação das águas subterrâneas, em função das suas características hidrogeoquímicas naturais e seus níveis de poluição, foi estabelecida pela Resolução do Conselho Nacional do Meio Ambiente (Conama) nº 396, de 03 de abril de 2008.

Esta classificação tem em vista prevenir e controlar a poluição e promover a proteção da qualidade das águas subterrâneas que, uma vez contaminadas, exigem processos lentos e custosos para sua recuperação.

Parâmetro	Unidade	Classes							
		1	2	3	4	5	6	7	8
pH	-	6,0 - 9,0	6,0 - 9,0	6,0 - 9,0	6,0 - 9,0	6,5 - 8,5	6,5 - 8,5	6,5 - 8,5	5,0 - 9,0
OD	mg/L O <sub>2</sub>	≥ 6	≥ 5	≥ 4	≥ 2	≥ 6	≥ 4	≥ 5	≥ 3
DBO	mg/L O <sub>2</sub>	≤ 3	≤ 5	≤ 10	-	≤ 5	≤ 10	≤ 5	-
Turbidez	UNT	≤ 40	≤ 100	≤ 100	-	-	-	-	-
Cor	Pt/L	Natural	≤ 75	≤ 75	-	-	-	-	-
Alumínio	mg/L Al	0,1	0,1	0,1	-	-	-	-	-
Amônia Não Ionizável	mg/L NH <sub>3</sub>	0,02	0,02	-	-	0,4	-	0,4	-
Arsênio	mg/L As	0,05	0,05	0,05	-	0,05	-	0,05	-
Bário	mg/L Ba	1	1	1	-	1	-	-	-
Berílio	mg/L Be	0,1	0,1	0,1	-	1,5	-	-	-
Boro	mg/L B	0,75	0,75	0,75	-	5	-	-	-
Benzeno	mg/L	0,01	0,01	0,01	-	-	-	-	-
Cádmio	mg/L Cd	0,001	0,001	0,01	-	0,005	-	0,005	-
Cianetos	mg/L CN	0,01	0,01	0,2	-	0,005	-	0,005	-
Chumbo	mg/L Pb	0,03	0,03	0,05	-	0,01	-	0,01	-
Cloretos	mg/L Cl	250	250	250	-	-	-	-	-
Cloro Residual	mg/L Cl <sub>2</sub>	0,01	0,01	-	-	0,01	-	-	-
Cobalto	mg/L Co	0,2	0,2	0,2	-	-	-	-	-
Cobre	mg/L Cu	0,02	0,02	0,5	-	0,05	-	0,05	-
Cromo Hexavalente	mg/L Cr	0,05	0,05	0,05	-	0,05	-	0,05	-
Cromo Trivalente	mg/L Cr	0,5	0,5	0,5	-	-	-	-	-
1,1 Dicloroetano	mg/L	0,0003	0,0003	0,0003	-	-	-	-	-
1,2 Dicloroetano	mg/L	0,01	0,01	0,01	-	-	-	-	-
Estanho	mg/L Sn	2	2	2	-	2	-	-	-
Índice Fenol	mg/L	0,001	0,001	0,3	1	0,001	-	0,001	-
Ferro Solúvel	mg/L Fe	0,3	0,3	5	-	-	-	-	-
Fluoretos	mg/L F	1,4	1,4	1,4	-	1,4	-	1,4	-
Fosfato Total	mg/L P	0,025	0,025	0,025	-	-	-	-	-
Lítio	mg/L Li	2,5	2,5	2,5	-	-	-	-	-
Manganês	mg/L Mn	0,1	0,1	0,5	-	0,1	-	-	-
Mercúrio	mg/L Hg	0,0002	0,0002	0,002	-	0,0001	-	0,0001	-
Níquel	mg/L Ni	0,025	0,025	0,025	-	0,1	-	0,1	-
Nitrato	mg/L N	10	10	10	-	10	-	-	-
Nitrito	mg/L N	1	1	1	-	1	-	-	-
Prata	mg/L Ag	0,01	0,01	0,05	-	0,005	-	-	-
Pentaclorofenol	mg/L	0,01	0,01	0,01	-	-	-	-	-
Selênio	mg/L Se	0,01	0,01	0,01	-	0,01	-	-	-
STD	mg/L	500	500	500	-	-	-	-	-
Surfactantes	mg/L LAS	0,5	0,5	0,5	-	0,5	-	-	-
Sulfatos	mg/L SO <sub>4</sub>	250	250	250	-	-	-	-	-
Sulfetos	mg/L S	0,002	0,002	0,3	-	0,002	-	0,002	-
Tetracloroetano	mg/L	0,01	0,01	0,01	-	-	-	-	-
Tricloreto Carbono	mg/L	0,03	0,03	0,03	-	-	-	-	-
Tetracloroetano	mg/L	0,003	0,003	0,003	-	-	-	-	-
2,4,6 Triclorofenol	mg/L	0,01	0,01	0,01	-	-	-	-	-
Urânio Total	mg/L U	0,02	0,02	0,02	-	0,5	-	-	-
Vanádio	mg/L V	0,1	0,1	0,1	-	-	-	-	-
Zinco	mg/L Zn	0,18	0,18	5	-	0,17	-	0,17	-
Aldrin	µg/L	0,01	0,01	0,03	-	0,003	-	0,003	-
Clordano	µg/L	0,04	0,04	0,3	-	0,004	-	0,004	-
DDT	µg/L	0,002	0,002	1	-	0,001	-	0,001	-
Dieldrin	µg/L	0,005	0,005	0,03	-	0,003	-	0,003	-
Endrin	µg/L	0,004	0,004	0,2	-	0,004	-	0,004	-
Endosulfan	µg/L	0,056	0,056	150	-	0,034	-	0,034	-
Epóxidoheptacloro	µg/L	0,01	0,01	0,1	-	0,001	-	0,001	-
Heptacloro	µg/L	0,01	0,01	0,1	-	0,001	-	0,001	-
Lindano	µg/L	0,02	0,02	3	-	0,004	-	0,004	-
Metoxicloro	µg/L	0,03	0,03	30	-	0,03	-	0,03	-
Dodecaclorononacl	µg/L	0,001	0,001	0,001	-	0,001	-	0,001	-
PCB's	µg/L	0,001	0,001	0,001	-	-	-	-	-
Toxafeno	µg/L	0,01	0,01	5	-	0,005	-	0,005	-
Demeton	µg/L	0,1	0,1	14	-	0,1	-	0,1	-
Gusation	µg/L	0,005	0,005	0,005	-	0,01	-	0,01	-
Malation	µg/L	0,1	0,1	100	-	0,1	-	0,1	-
Paration	µg/L	0,04	0,04	35	-	0,04	-	0,04	-
Org. Fosfarados	µg/L	10	10	10	-	10	-	10	-
2,4 D	µg/L	4	4	20	-	10	-	10	-
2,4,5 - TP	µg/L	10	10	10	-	10	-	10	-
2,4,5 - T	µg/L	2	2	2	-	10	-	10	-
Coliformes Fecais	n°/100mL	200	1.000	4.000	-	1.000	4.000	1.000	4.000

Tabela 5.1.19 - Padrões de qualidade ambiental no Brasil (CETESB, 1990).

Segundo a resolução do CONAMA, as águas subterrâneas são classificadas em seis classes relacionadas a seguir.

I - Classe Especial - águas dos aquíferos, conjunto de aquíferos ou porção desses destinadas à preservação de ecossistemas em unidades de conservação de proteção integral e as que contribuam diretamente para os trechos de corpos de água superficial enquadrados como classe especial.

II - Classe 1 - águas dos aquíferos, conjunto de aquíferos ou porção desses, sem alteração de sua qualidade por atividades antrópicas, e que não exigem tratamento para quaisquer usos preponderantes devido às suas características hidrogeoquímicas naturais.

III - Classe 2 - águas dos aquíferos, conjunto de aquíferos ou porção desses, sem alteração de sua qualidade por atividades antrópicas, e que podem exigir tratamento adequado, dependendo do uso preponderante, devido às suas características hidrogeoquímicas naturais.

IV - Classe 3 - águas dos aquíferos, conjunto de aquíferos ou porção desses, com alteração de sua qualidade por atividades antrópicas, para as quais não é necessário o tratamento em função dessas alterações, mas que podem exigir tratamento adequado, dependendo do uso preponderante, devido às suas características hidrogeoquímicas naturais.

V - Classe 4 - águas dos aquíferos, conjunto de aquíferos ou porção desses, com alteração de sua qualidade por atividades antrópicas, e que somente possam ser utilizadas, sem tratamento, para o uso preponderante menos restritivo.

VI - Classe 5 - águas dos aquíferos, conjunto de aquíferos ou porção desses, que possam estar com alteração de sua qualidade por atividades antrópicas, destinadas a atividades que não têm requisitos de qualidade para uso.

A tabela 5.1.20, apresenta a lista de parâmetros da Resolução CONAMA nº 396, com maior probabilidade de ocorrência em águas subterrâneas, seus respectivos Valores Máximos Permitidos (VMP) para cada um dos usos considerados como preponderantes e os limites de quantificação praticáveis (LQP), considerados como aceitáveis para aplicação da citada Resolução.

A CETESB foi a pioneira no Brasil a propor valores de referência de qualidade para águas subterrâneas e solos, baseados na metodologia holandesa (*Dutch Standard*). O *Dutch Standard* considera características locais da litologia, como percentual de matéria orgânica e de argila, para definição dos limites máximos de concentração dos elementos no solo.

O Padrão Holandês, avalia o nível de contaminação em água subterrânea e/ou solo, fixando limites de concentração baseados na exposição humana ao contato com a substância, considerando um nível máximo de ingestão diária, denominado TDI - *Tolerable Daily Intake*. Notadamente a “exposição” considera ingestão, contato tátil ou simples contato com o fluido. Esse método vem sendo desenvolvido desde 1994 pelo RIVM (*Research for Man and Environment - Holanda*) e apóia-se numa base científica que envolve dados de riscos toxicológicos e ecotoxicológicos advindos da contaminação da água subterrânea e do solo. O método define, basicamente, três níveis de valores, como apresentado a seguir:

- **valor de referência (VR)**, indica o estado natural do local ou *background* tanto para solo como para água subterrânea;
- **valor de alerta (VA)** - representa alterações do estado natural do solo e água subterrânea que requerem maiores investigações. É o valor médio entre o valor de referência e o valor de intervenção; e
- **valor de intervenção (VI)** - representa o nível de intervenção. O valor de intervenção indica risco potencial à saúde humana e ao ecossistema, requerendo procedimentos de remediação. A urgência de execução e o nível da remediação dependem do uso atribuído à área (*risk assessment*).

A tabela 5.1.21 apresenta os valores de qualidade de águas subterrâneas para o Estado de São Paulo e valores de intervenção internacionais.

## Solos

A partir do conceito de multifuncionalidade do solo, o Ministério de Planejamento Territorial e Meio Ambiente da Holanda (VROM), publicou, em 1994, uma proposta de valores de qualidade de solo e de água subterrânea.

As tabela 5.1.22 apresenta, como exemplo, os valores de qualidade para solos contendo de 0 a 10% de matéria orgânica e de 0 a 25% de argila. Para os elementos que possuem apenas o valor de intervenção, o valor de alerta (T) poderia ser calculado pela seguinte fórmula  $T = 0,5 \times I$ .

A tabela 5.1.23 resume os diferentes limites adotados por alguns países, bem como o proposto pelo CETESB para o Estado de São Paulo.

Tem sido prática usual, nos países mais desenvolvidos, utilizar como valores de referência para substâncias orgânicas antropogênicas que não estão naturalmente presentes nos solos e águas subterrâneas, o limite de detecção dos métodos analíticos.

Parâmetros	Nº CAS	Usos Preponderantes da Água				Limite de Quantificação Praticável (LQP)
		Consumo Humano	Dessedentação de Animais	Irrigação	Recreação	
Parâmetros Inorgânicos das Águas Subterrâneas						
Alumínio	7429-90-5	200 (1)	5.000	5.000	200	50
Antimônio	7440-36-0	5	-	-	-	5
Arsênio	7440-38-2	10	200	-	50	8
Bário	7440-39-3	700	-	-	1.000	20
Berílio	7440-41-7	4	100	100	-	4
Boro	7440-42-8	500 (2)	5.000	500 (4)	1.000	200
Cádmio	7440-43-9	5	50	10	5	5
Chumbo	7439-92-1	10	100	5.000	50	10
Cianeto	57-12-5	70	-	-	100	50
Cloreto	16887-00-6	250.000 (1)	-	100.000 a 700.000	400.000	2.000
Cobalto	7440-48-4	-	1.000	50	-	10
Cobre	7440-50-	2.000	500	200	1.000	50
Cromo (Cr III + Cr VI)	16065831/18540299	50	1.000	100	50	10
Ferro	7439-89-6	300 (1)	-	5.000	300	100
Fluoreto	7782-41-4	1.500	2.000	1.000	-	500
Lítio	7439-93-2	-	-	2.500	-	100
Manganês	7439-96-5	100 (1)	50	200	100	25
Mercúrio	7439-97-6	1	10	2	1	1
Molibdênio	7439-98-7	70	150	10	-	10
Níquel	7440-02-0	20 (3)	1.000	200	100	10
Nitrato (expresso em N)	14797-55-8	10.000	90.000	-	10.000	300
Nitrato (expresso em N)	14797-65-0	1.000	10.000	1.000	1.000	20
Prata	7440-22-4	100	-	-	50	10
Selênio	7782-49-2	10	50	20	10	10
Sódio	7440-23-5	200.000 (1)	-	-	300.000	1.000
STD	-	1.000.000 (1)	-	-	-	2.000
Sulfatos	-	250.000 (1)	1.000.000	-	400.000	5.000
Urânio	7440-61-1	15 (2,3)	200	10 (4); 100 (5)	-	50
Vanádio	7440-62-2	50	100	100	-	20
Zinco	7440-66-6	5.000 (1)	24.000	2.000	5.000	100
Parâmetros Orgânicos das Águas Subterrâneas						
Acrilamida	79-06-1	0,5	-	-	-	0,15
Benzeno	71-43-2	5	-	-	10	2
Benzo antraceno	56-55-3	0,05	-	-	-	0,15
Benzo fluoranteno	205-99-2	0,05	-	-	-	0,15
Benzo (K) fluoranteno	207-08-9	0,05	-	-	-	0,15
Benzo pireno	50-32-8	0,05	-	-	0,01	0,15
Cloreto de vinila	75-01-4	5	-	-	-	2
Clorofórmio	67-66-3	200	100	-	-	5
Criseno	218-01-9	0,05	-	-	-	0,15
1,2 Diclorobenzeno	95-50-1	1.000 (1)	-	-	-	5
1,4 Diclorobenzeno	106-46-7	300 (1)	-	-	-	5
1,2 Dicloroetano	107-06-2	10	-	-	10	5
1,1 Dicloroetano	75-35-4	30	-	-	0,3	5
1,2 Dicloroetano (cis+trans)	156-60-5 /156-59-2	50	-	-	-	5 para cada
Dibenzo antraceno	53-70-3	0,05	-	-	-	0,15
Diclorometano	75-09-2	20	50	-	-	10
Estireno	100-42-5	20	-	-	-	5
Etilbenzeno	100-41-4	200 (1)	-	-	-	5
Fenóis (10)	-	3	2	-	2	10
Indeno (1,2,3) pireno	193-39-005	0,05	-	-	-	0,15
PCBs (somatória de 7) (9)	(9)	0,5	-	-	0,1	0,01 para cada
Tetracloroeto de carbono	56-23-5	2	5	-	3	2
Triclorobenzenos (1,2,4-TCB + 1,3,5-T + 1,2,3)	120-82-1; 108-70-3; 87-61-6.	20	-	-	-	5 para cada
Tetracloroetano	127-18-4	40	-	-	10	5
1,1,2 Tricloroetano	79-01-6	70	50	-	30	5
Tolueno	108-88-3	170 (*)	24	-	-	5
Xileno Total (o+m+p)	o-95-47-6/m-108-383/p-106-42-3	300 (*)	-	-	-	5 para cada

**Tabela 5.1.20** - Valores Máximos Permitidos (VMP) e os Limites de Quantificação Praticáveis (LQP) dos parâmetros químicos, Agrotóxicos e Microorganismos das águas subterrâneas, de acordo com a Resolução CONAMA nº 396, para cada um dos usos considerados como preponderantes.

Parâmetros	Nº CAS	Usos Preponderantes da Água				Limite de Quantificação Praticável (LQP)
		Consumo Humano	Dessedentação de animais	Irrigação	Recreação	
Parâmetros Agrotóxicos das Águas Subterrâneas						
Alaclor	15972-60-8	20	-	-	3	0,1
Aldicarb + ald./sulfona + ald. sulfóxido	116-06-3 /1646-88-4/ 646-87-3	10	11	54,9	-	3 para cada
Aldrin + Dieldrin	309-00-2 / 60-57-1	0,03	-	-	1	0,005 para cada
Atrazina	1912-24-9	2	5	10	-	0,5
Bentazona	25057-89-0	300	-	-	400	30
Carbofuran	1563-66-2	7	45	-	30	5
Clordano (cis + trans)	5103-71-9/ 5103-74-2	0,2	-	-	6	0,01 para cada
Clorotalonil	1897-45-6	30	170	5,8	-	0,1
Clorpirifós	2921-88-2	30	24	-	2	2
2,4-D	94-75-7	30	-	-	100	2
DDT (p,p'- DDT DDD) + p,p'- DDE + p,p'-DDD)	50-29-33/ 72-55-9 / 72-54-8	2	-	-	3	0,01 para cada
Endosulfan ( I + II) + sulfato	959-98-8 / 33213-65-9 1031-07-8	20	-	-	40	0,02 para cada
Endrin	72-20-8	0,6	-	-	1	0,01
Glifosato + Ampa	1071-83-6	500	280	0,13 (6) / 0,06 (7) 0,04 (8)	200	30
Heptacloro + heptacloro epóxido	76-44-8 / 1024-57-3	0,03	-	-	3	0,01 para cada
Hexaclorobenzeno	118-74-1	1	0,52	-	-	0,01
Lindano (gama-BHC)	58-89-9	2	4	-	10	0,01
Malation	121-75-5	190	-	-	-	2
Metolacloro	51218-45-2	10	50	28	800	0,1
Metoxicloro	72-43-5	20	-	-	-	0,1
Molinato	2212-67-1	6	-	-	1	5
Pendimetalina	40487-42-1	20	-	-	600	0,1
Pentaclorofenol	87-86-5	9	-	-	10	2
Permetrina	52645-53-1	20	-	-	300	10
Propanil	709-98-8	20	-	-	1.000	10
Simazina	122-34-9	2	10	0,5	-	1
Trifuralina	1582-09-8	20	45	-	500	0,1
Microorganismos das Águas Subterrâneas						
E. coli	-	Ausentes	200	-	800	-
Enterococos	-	-	-	-	100	-
Coliformes termotolerantes	-	Ausentes	200	-	1.000	-
Notas						
<p>(1) Efeito organoléptico ;</p> <p>(2) Máxima concentração na água de irrigação em 100 anos (proteção de plantas e outros organismos);</p> <p>(3) Máxima concentração na água de irrigação em 20 anos (proteção de plantas e outros organismos);</p> <p>(4) Taxa de irrigação ≤ 3500 m³/ha;</p> <p>(5) 3.500 &lt; Taxa de irrigação ≤ 7.000 m³/ha;</p> <p>(6) 7.000 &lt; Taxa de irrigação ≤ 12.000 m³/ha;</p> <p>(7) PCBs = somatória de <b>PCB 28</b> (2,4,4'- triclorobifenila - nº CAS 7012-37-5), <b>PCB 52</b> (2,2',5,5'- tetraclorobifenila - nº CAS 35693-99-3), <b>PCB 101</b> (2,2',4,5,5'-Pentaclorobifenila - nº CAS 37680- 73-2), <b>PCB 118</b> (2,3',4,4',5-pentaclorobifenila - nº CAS 31508-00-6), <b>PCB 138</b> (2,2',3,4,4',5 - hexacloro -</p>		<p>robifenila - nº CAS 35056-28-2), <b>PCB 153</b> (2,2'4,4',5,5'- hexaclorobifenila - nº CAS 3505-1227-1) e <b>PCB 180</b> (2,2',3,4,4',5,5'- heptaclorobifenila - nºCAS 35065-29-3);</p> <p>(8) Fenóis que reagem com aminoantipirina, válido somente quando ocorre cloração. Os valores máximos permitidos para fenóis previnem a formação de gosto e odor indesejável na água quando da sua cloração. Para o caso de Limites de Quantificação (LQP ou LQA) maior que o valor de interesse, análises de perfil de sabor deverão ser realizadas de acordo com métodos analíticos padronizados antes e após a cloração da água. Resultado não objetável indicará atendimento ao padrão de qualidade requerido.</p> <p>OBS. Unidades em µg/L<sup>-1</sup>, exceto para os microorganismos cuja unidade é nº/100 mL.</p>				

**Tabela 5.1.20 (continuação)** - Valores Máximos Permitidos (VMP) e os Limites de Quantificação Praticáveis (LQP) dos parâmetros químicos, Agrotóxicos e Micoorganismos das águas subterrâneas de acordo com a Resolução CONAMA nº 396, para cada um dos usos considerados como preponderantes.

Parâmetro	Concentração em peso seco ( $\mu\text{g.L}^{-1}$ )					
	Holanda			SP	EPA	Canadá
	S	T	I	I	I	I
Inorgânicos						
Alumínio	-	-	-	200	-	-
Antimônio	-	-	-	6	6	-
Arsênio	10	35	60	50	50	100
Bário	50	338	625	1.000	2.000	2.000
Cádmio	0,4	3,2	6	5	5	20
Cromo	1,0	16	30	50	100	500
Cobalto	20	60	100	30	-	200
Cobre	15	45	75	1000	10	1.000
Manganês	-	-	-	100	-	-
Mercurio	0,05	0,18	0,3	1	-	20
Chumbo	15	45	75	50	15	100
Molibidênio	5	153	300	250	-	100
Níquel	15	45	75	80	100	1.000
Selênio	-	-	-	10	50	50
Zinco	65	433	800	5000	-	10.000
Compostos inorgânicos						
Cianetos (livre)	5	753	1.500	100	200	400
Cianetos-complexados (pH<5)	10	755	1.500	-	-	-
Cianetos-complexados (pH= ou >5)	10	755	1.500	-	-	-
Tiocianetos (soma)	-	755	1.500	-	-	-
Compostos aromáticos						
Benzeno	0,2	15	30	10	5	5
Tolueno	0,2	500	1.000	1.600	40	100
Etilbenzeno	0,2	75	150	-	-	-
Xileno (soma) <sup>1</sup>	0,2	35	70	30	20	60
Fenol	0,2	1.000	2.000	0,1	-	-
Creosol <sup>2</sup>	D	100	200	-	-	-
Catenol	D	625	1.250	-	-	-
Resorcinol	-	300	600	-	-	-
Hidroquinona	-	400	800	-	-	-
Compostos remanescentes						
Ciclohexano	0,5	7.500	15.000	-	-	-
Ftalatos (soma) <sup>3</sup>	0,5	2,75	5	-	-	-
Hidrocarbonetos de petróleo totais (TPH)	50	325	600	-	-	-
Piridina	0,5	1,75	3	-	-	-
Estireno	0,5	150	300	230	10	120
Tetrahidrofuram	0,5	0,75	1	-	-	-
Tetrahidrotiofeno	0,5	15	30	-	-	-
Hidrocarbonetos Clorados						
Diclorometano	0,01	500	1.000	-	-	-
Triclorometano	0,01	200	400	-	-	-
Tetraclorometano	0,01	5	10	-	-	-
1,1-dicloroetano <sup>4</sup>	-	1.300	2.600	-	-	-
1,2-dicloroetano	0,01	200	400	10	5	50
1,1,1-tricloroetano <sup>4</sup>	-	275	550	600	200	-
1,1,2-tricloroetano <sup>4</sup>	-	750	1.500	-	-	-
Vinilclorado	-	0,35	0,7	-	-	-
Cis 1,2-dicloeteno <sup>4</sup>	-	650	1.300	-	-	-
Tricloroeteno	0,01	250	500	-	-	-
Tetracloroeteno	0,01	20	40	-	-	-
Monoclorobenzeno	0,01	90	180	-	-	-
Diclorobenzeno (soma)	0,01	25	50	40	-	0,1
Triclorobenzeno (soma)	0,01	5	10	-	-	-
Tetraclorobenzeno (soma)	0,01	1,26	2,5	-	-	-
Pentaclorobenzeno	0,01	0,5	1	-	-	-
Hexaclorobenzeno	0,01	0,26	0,5	0,1	-	-
Monoclorofenol (soma)	0,25	50	100	-	-	-
Diclorofenol (soma)	0,08	15	30	-	-	-
Triclorofenol (soma)	0,025	5	10	10	-	-

Tabela 5.1.21 - Valores de referência de qualidade e intervenção de água subterrânea.

Parâmetro	Concentração em peso seco (mg.L <sup>-1</sup> )					
	Holanda			SP	EPA	CEE
	S	T	I	I	I	I
Hidrocarbonetos Clorados						
Tetraclorofenol	0,01	5	10	-	-	-
Pentaclorofenol	0,02	1,5	3	10	1	5
Cloronaftaleno	-	3	6	-	-	-
PCB (soma) <sup>5</sup>	0,01	0,01	0,01	-	-	-
Pesticidas						
DDD, DDE, DDT (soma) <sup>6</sup>	D	0,005	0,01	1	-	-
Drins (soma) <sup>7</sup>	-	0,05	0,1	-	-	-
Aldrin	D	-	-	0,03	-	2
Dieldrin	0,00002	-	-	-	-	-
Endrin	D	-	-	0,15	2	0,5
HCH-compostos (soma) <sup>8</sup>	-	0,5	1	-	-	-
Alfa – HCH	D	-	-	-	-	-
Beta – HCH	D	-	-	-	-	-
Gama – HCH (lindano)	0,0002	-	-	-	-	-
Carbaril	0,01	0,06	0,1	-	-	-
Carbofuran	0,01	0,06	0,1	-	-	-
Maneb	D	0,05	0,1	-	-	-

Tabela 5.1.21 (continuação) - Valores de referência de qualidade e intervenção de solo - Padrão Holandês.



Parâmetro	Concentração em peso seco (mg.kg <sup>-1</sup> )					
	Argila e MO = 0%.			Argila = 25% e MO = 10%		
	S	T	I	S	T	I
Inorgânicos						
Arsênio	15	21,7	28,4	29	42	55
Bário	39	80	121	200	413	625
Cádmio	0,4	3,3	6,1	0,8	6,4	12
Chumbo	50	181	312	85	308	530
Cobalto	4	29	53	20	130	240
Cobre	15	47	79	36	113	190
Cromo	50	120	190	100	240	380
Mercúrio	0,2	3,5	6,6	0,3	5,2	10
Molibidênio	10	105	200	10	105	200
Níquel	10	35	60	35	123	210
Zinco	50	154	257	140	430	720
Compostos Inorgânicos						
Cianetos (livre)	1	11	20	1	11	20
Cianetos-complexados (pH<5)	5	328	650	5	328	650
Cianetos-complexados (pH= ou >5)	5	28	50	5	28	50
Tiocianetos (soma)	-	10	20	-	10	20
Compostos Aromáticos						
Benzeno	0,01	0,11	0,2	0,05	0,53	1
Tolueno	0,01	13	26	0,05	65	130
Etilbenzeno	0,01	5	10	0,05	25	50
Xileno (soma) <sup>1</sup>	0,01	2,5	5	0,05	12,5	25
Fenol	0,01	4	8	0,05	20	40
Creosol <sup>2</sup>	-	0,5	1	-	2,5	5
Catenol	-	2	4	-	10	20
Resorcinol	-	1	2	-	5	10
Hidroquinona	-	1	2	-	5	10
Compostos Remanescentes						
Ciclohexano	0,02	27	54	0,1	135,1	270
Ftalatos (soma) <sup>3</sup>	0,02	6	12	0,1	30,1	60
Hidrocarbonetos de petróleo totais (TPH)	10	505	1000	50	2.525	5.000
Piridina	0,02	0,11	0,2	0,1	0,55	1
Estireno	0,02	10	20	0,1	50,1	100
Tetrahidrofuram	0,02	0,05	0,08	0,1	0,25	0,4
Tetrahidrotiofeno	0,02	9	18	0,1	45,1	90
Hidrocarbonetos Aromáticos Policíclicos						
PAH(soma 10) <sup>4</sup>	0,2	4,1	8	1	20,5	40
Hidrocarbonetos Clorados						
Diclorometano	D	2	4	D	10	20
Triclorometano	0,0002	1	2	0,001	5	10
Tetraclorometano	0,0002	0,1	0,2	0,001	0,5	1
1,1-dicloroetano <sup>5</sup>	-	25	50	-	25	50
1,2-dicloroetano	-	0,4	0,8	-	2	4
1,1,1-tricloroetano <sup>5</sup>	-	25	50	-	25	50
1,1,2-tricloroetano <sup>5</sup>	-	25	50	-	25	50
Vinilclorado	-	0,01	0,02	-	0,05	0,1
Cis 1,2-dicloroetano <sup>5</sup>	-	25	50	-	25	50
Tricloroetano	0,0002	6	12	0,001	30	60
Tetracloroetano	0,002	0,4	0,8	0,01	2	4
Hidrocarbonetos clorados remanescentes	-	2,5	50	-	25	50
Clorobenzeno (soma) <sup>6</sup>	-	3	6	-	15	30
Monoclorobenzeno	D	-	-	D	-	-
Diclorobenzeno (soma)	0,002	-	-	0,01	-	-
Triclorobenzeno (soma)	0,002	-	-	0,01	-	-
Tetraclorobenzeno (soma)	0,002	-	-	0,0025	-	-
Pentaclorobenzeno	0,0005	-	-	0,0025	-	-
Hexaclorobenzeno	0,0005	-	-	0,0025	-	-
Clorofenol (soma) <sup>7</sup>	-	1	2	-	5	10
Monoclorofenol (soma)	0,0005	-	-	0,0025	-	-
Diclorofenol (soma)	0,0006	-	-	0,003	-	-
Triclorofenol (soma)	0,0002	-	-	0,001	-	-
Tetraclorofenol	0,0002	-	-	0,001	-	-
Pentaclorofenol	0,0004	0,5	1	0,002	2,5	5
Cloronaftaleno	-	1	2	-	5	10
PCB (soma) <sup>8</sup>	0,004	0,1	0,2	0,02	0,5	1

Tabela 5.1.22 - Valores de referência de qualidade e intervenção de solo - Padrão Holandês.

Parâmetro	Concentração em peso seco (mg.kg <sup>-1</sup> )					
	Argila e MO = 0%.			Argila = 25% e MO = 10%		
	S	T	I	S	T	I
Pesticidas						
DDD, DDE, DDT (soma) <sup>9</sup>	0,0005	0,4	0,8	0,0025	2	4
Drins (soma) <sup>10</sup>	-	0,4	0,8	-	2	4
Aldrin	0,0005	-	-	0,0025	-	-
Dieldrin	0,0001	-	-	0,0005	-	-
Endrin	0,0002	-	-	0,001	-	-
HCH-compostos (soma) <sup>11</sup>	-	0,2	0,4	-	1	2
Alfa – HCH	0,0005	-	-	0,0025	-	-
Beta – HCH	0,0002	-	-	0,001	-	-
Gama – HCH (lindano)	0,00001	-	-	0,00005	-	-
Clorados remanescentes	-	2,5	5	-	2,5	5
Carbaril	-	0,5	1	-	2,5	1
Carbofuran	-	0,2	0,4	-	1	2
Maneb	-	3,5	7	-	17,5	35
Atrazina	-	3,5	7	0,00005	3	6
Não-clorados remanescentes	-	5	10	-	5	10
Notas						
D - O valor de referência é menor do que o limite de detecção; 1 - Xileno (soma): somatório das formas meta-, ortho- e paraxileno; 2 - Creosol (soma): somatório das formas meta-, ortho- e paracreosol; 3 - Ftalatos (soma): soma de ftalatos 4 - PAH (soma): hidrocarbonetos poliaromáticos totais; 5 - Os valores de intervenção foram calculados com base na circular "Intervention values soil remediation". Netherlands Government Gazette 95, de 24 de maio de 1994 e no RIVM report 725201007; 6 - Clorobenzeno (soma): soma do mono-, di-, tri-, tetra-, penta- e hexaclorobenzeno; 7 - Clorofenol (soma): soma de mono-, di-, tri-, tetra-, e pentaclorofenol; 8 - Bifenilas policloradas (totais): para o valor de intervenção, considerou-se as formas PCB 28, 52, 101, 118, 138, 153, e 180. Para os valores de referência a mesma soma foi utilizada excluindo-se o PCB 118; 9 - DDD, DDE, DDT (soma): soma de DDD, DDE e DDT; 10 - Drins (soma): soma de Aldrin, Dieldrin e Endrin; 11 - HCH-compostos (soma): soma de alfa-, beta-, gama e delta-HCH;						

Tabela 5.1.22 (continuação) - Valores de referência de qualidade e intervenção de solo - Padrão Holandês.

Parâmetro (mg/Kg <sup>-1</sup> ) ou ppm	São Paulo						Holanda	França		
	VN		VI				Multif.	I	NT	E
	75%	Máximo	APMax	Agric.	Resid.	Indust.				
Alumínio (AL)	71.500	117.100	15.000	16.000	93.000	99000	-	-	-	-
Antimônio (Sb)	< 25	< 25	4	5	20	25	-	-	-	-
Arsênio (As)	3,42	17,6	50	55	140	300	55	40	100	200
Bário (Ba)	75	223	230	300	800	1.100	625	200	400	1000
Cádmio(Cd)	< 0,5	< 0,5	2	3	9	11	12	4	10	20
Chumbo(Pb)	17	23	100	140	350	800	530	200	500	1000
Cobalto(Co)	12,5	65	30	40	120	160	240	30	60	150
Cobre (Cu)	35,1	393	1.000	1.100	5000	7.000	190	200	500	1000
Cromo (Cr)	35,1	172,2	200	250	700	2.000	380	300	750	1500
Ferro (Fe)	77.825	198.500	-	-	-	-	-	-	-	-
Manganês (Mn)	461	2.330	-	-	-	-	-	-	-	-
Mercúrio(Hg)	0,05	0,08	15	20	60	130	10	2	5	10
Molibdênio(Mo)	< 25	< 25	40	50	150	200	200	8	20	40
Níquel(Ni)	13,2	73,5	400	450	1.700	2.700	210	100	250	500
Prata (Ag)	0,25	15,4	15	20	50	100	-	20	50	100
Selênio(Se)	0,25	0,56	-	-	-	-	-	20	50	100
Vanádio(V)	274	818	-	-	-	-	-	200	500	1000
Zinco (Zn)	59,9	200	3500	4.000	13.000	17.000	720	600	1500	3000
Notas										
APMax - Área de Proteção Máxima Agric. - Uso agrícola Resid. - Uso residencial Indúst. - Uso Industrial VN - Valores Naturais para o Estado de S. Paulo						VI - Valores de Intervenção para o Estado de SP. Multif. - Multifuncionalidade I - Investigação NT - Necessidade de Tratamento E - Emergência				

Tabela 5.1.23 - Valores de referência e intervenção nacionais e internacionais em solos (mg/kg) para substâncias inorgânicas (Casarini, 2000).

## Referências

- APPELO, C. A. J.; POSTMA, D. **Geochemistry, groundwater and pollution**. Rotterdam: Brookfield, 1993. 536 p.
- BATALHA, B. L.; PARLATORE, A. C. **Controle de qualidade da água para consumo humano: bases conceituais e operacionais**. São Paulo: CETESB, 1977. 198 p.
- BOWER, H. **Groundwater hidrology**. New York: McGraw-Hill Book Company, 1978. 480 p.
- COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL. **Água, qualidade, padrões de potabilidade e poluição**. São Paulo, 1974. 208 p.
- COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL. **Guia de coleta e preservação de amostras de água**. São Paulo, 1988. 150 p.
- COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL. **Compilação de padrões ambientais**. São Paulo, 1990.
- CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. **Resolução nº 20 de junho de 1986**. Brasília, 1986. 92 p., p. 72-79.
- COSTA, W. D. **Análise dos fatores que influenciam na hidrogeologia do cristalino**. São Paulo: CONESP; Recife: SUDENE, 1965.
- COSTA, W. D. **Análise dos fatores que atuam no aquífero fissural: área piloto dos estados da Paraíba e Rio Grande do Norte**. 1986. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 1986.
- CUSTODIO, E. **Notas sobre hidroquímica**. Barcelona: Comisaría de Aguas del Pirineo Oriental y Servicio Geológico de Obras Públicas, 1965. 103 p.
- CUSTODIO, E. **Contribuciones al conocimiento geohidroquímico de la Isla de Lanzarote (Islas Canarias, España)**. In: SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE HIDROLOGÍA DE TERRENOS VOLCÁNICOS. 1974. Arrecife Lanzarote: UNESCO-PNUD, 1974.
- CUSTODIO, E.; LLAMAS, M. R. **Hidrología subterránea**. 2. ed. Barcelona: Omega, 1983. 2 v.
- DRISCOLL, F. G. **Groundwater and wells**. 2 ed. Minnesota: H. N. Smyth Comp. Inc., 1986. p. 796-820.
- FENZL, N. **Introdução à hidrogeoquímica**. Belém: Universidade Federal do Pará, 1988. 188 p.
- FETTER, C. W. **Applied hydrogeology**. 3. ed. Oshkosh: University of Wisconsin, 1994. p. 389.
- BRASIL. Fundação Nacional de Saúde. **Manual de saneamento**. 3. ed. rev. Brasília: FUNASA, 2006. 408 p.
- HEM, J. D. Study and interpretation of the chemical characteristics of natural water. U. S. Geological Survey. **Water Supply Paper**, [S.l.]n. 2254, 1985. 263 p.
- HILL, M. J.; HAWKSWORTH, G.; TATTERSAL, G. Bacteria nitrosamines and cancer of the Stomach. Br. **J. Cancer**. [S.l.] 1973. n. 28, p. 562-567.
- LOGAN, J. **Interpretação de análises químicas de água**. Recife: U.S. Agency for International Development, 1965. 67 p.
- MATHESS, G. **Die Beschaffenheit des Grundwassers**. Berlin: Gebrüder Bornträger, 1973. v. 2.
- MATHESS, G. **The properties of groundwater**. New York: John Wiley & Sons, 1982. 406 p.
- MONMONEY, T. Atração pelo ferro. **Revista Nova Ciência**, [S.l.] 1992. v. 3, n. 4.
- ORGANIZACIÓN MUNDIAL DE LA SALUD. Virus humanos en el agua, aguas servidas y suelo, Geneva: OMS, 1979. (**Série de Informes Técnicos**, n. 639).
- PELCZAR, M.; REID, R.; CHAN, E. C. **Microbiologia**, [S.l.]: Ed.McGraw-Hill, Inc., 1997. v. 2.
- RYZNAR, J. W. A new Index for determining amount of calcium carbonate scale formed by water. **Journal American Water Work Association**, [S.l.], 1944. v. 36, n. 4, p. 472-486,
- SCHOELLER, H. Geochemie des eaux Souterraines. **Revue de L'Institute Francais du Petrole**, [S.l.], 1955. v. 10, p. 230 - 244.
- SCHOELLER, H. **Les eaux souterraines**. Paris: Masson et Cie., 1962. 642 p., cap. 7.
- SZIKSZAY, M. Geoquímica das águas. **Boletim IG-USP. Série Didática**, 1993. São Paulo, v. 5, p. 1-166.



## Capítulo 5.2

## GEOQUÍMICA DAS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS

Suely Schuartz Pacheco Mestrinho

## 5.2.1 Introdução

A geoquímica das águas subterrâneas, também referida como hidrogeoquímica, é uma ciência multidisciplinar que relaciona a composição química da água aos processos e reações no ambiente de subsuperfície. O enfoque principal da hidrogeoquímica é a compreensão da origem e evolução química dos constituintes presentes na água, em decorrência dos processos físico-químico-biogeocímicos que acontecem durante o fluxo da água subterrânea nos aquíferos, desde a zona de recarga até os exutórios naturais.

Em geral, a composição da água subterrânea é função da rocha através da qual ela percola. Nas últimas décadas, o avanço do conhecimento da hidrogeoquímica tem permitido a avaliação da influência conjunta das interações entre fases líquidas, sólidas e gasosas durante o movimento da água. As principais interações incluem processos de dissolução de gases e de minerais, reações de troca iônica, redox, ácido-base, complexação e de precipitação. A biotransformação de compostos orgânicos por ação dos microorganismos também exerce impactos sobre os elementos biologicamente ativos. A compreensão dos processos físico-químico-biogeocímicos, combinados às condições hidrogeológicas e climáticas do meio, permitem uma melhor interpretação da interação água/rocha e da qualidade da água para determinado uso. À parte dos fatores naturais, os efeitos da poluição, também, devem ser considerados.

Neste capítulo, são tratados aspectos fundamentais para o estudo da geoquímica das águas subterrâneas. Inicialmente, são apresentados conceitos relacionados à origem da água e aos fluxos subterrâneos. Em seguida, são abordados outros tópicos tais como: princípios básicos da hidrogeoquímica, fatores influentes na mineralização e variação da composição química das águas no fluxo, interpretação dos dados de qualidade da água e comentários sobre a hidrogeoquímica em climas tropicais. Finalizando, são propostos exercícios de aplicação prática envolvendo esta temática.

## 5.2.2 Conceitos Fundamentais

## Ciclo Hidrológico versus Ciclo Geológico

O ciclo hidrológico representa o percurso da água desde a atmosfera, passando por várias fases que englobam: precipitação, infiltração, escoamento subterrâneo, escoamento superficial, evaporação e evapotranspiração. O ciclo se inicia a partir da condensação do vapor d'água na atmosfera formando nuvens que caem como chuva. No solo, parte do volume precipitado é interceptada pelas plantas, enquanto outra se infiltra em subsuperfície, promovendo a re-hidratação dos solos e a recarga das reservas freáticas. O excesso não infiltrado gera o escoamento superficial que alimenta os córregos, rios e lagos. As águas de escoamento superficial e as descargas naturais do escoamento subterrâneo, eventualmente, dirigem-se ao oceano de onde retornam à atmosfera por evaporação. A umidade do solo aproveitada pelas raízes dos vegetais é devolvida à atmosfera, na forma de vapor d'água, por evapotranspiração.

A água que circula no ciclo hidrológico só é pura no estado de vapor d'água. Durante a condensação são incorporadas impurezas da atmosfera presentes como aerossóis e gases. Na superfície a água dissolve uma série de substâncias associadas às formações geológicas, vegetação e atividades antrópicas. A parcela de água infiltrada no solo pode percolar em profundidade ou emergir na superfície através das fontes, rios ou oceanos. Um curso de água superficial pode alimentar reservatórios subterrâneos quando seu nível de base é mais elevado do que aquele da superfície freática ou o leito do rio ou o fundo do lago é permeável. Em geral, o reabastecimento das reservas subterrâneas depende do regime de precipitações, fluxo de água superficial e permeabilidade da zona não saturada.

A água subterrânea que integra o ciclo hidrológico tem sua origem vinculada à água meteórica, mas outros tipos de águas podem estar relacionados ao ciclo geológico ou de formação das rochas. São elas: a água termal, associada ao ciclo hidrológico ou à atividade de vulcanismo; a água fóssil, aprisionada durante a formação de rochas sedimentares; e a água juvenil com origem magmática, vulcânica ou cósmica.

A figura 5.2.1 mostra as interações entre os ciclos hidrológico e geológico, entendidas como processos hidrogeológicos que relacionam águas de origem diversa e transferência de fluxo entre os diferentes sistemas.

## Origem das Águas Subterrâneas

### Água Meteórica

É a água de superfície que se infiltra em profundidade. O tempo de percolação pode variar de dezenas a milhares de anos. Durante o percurso descendente, a água aumenta sua temperatura, em consequência do gradiente geotérmico e de reações químicas. A composição química, via de regra, é um reflexo da geologia e condições de pressão e temperatura. Admite-se que a maioria das águas subterrâneas tem origem meteórica.

### Águas Juvenis

Eventos magmáticos como plutonismo ou vulcanismo formam as águas juvenis. É um tipo de água menos abundante, gerada em condição de pressão e temperatura mais altas, com característica química e físico-química comum às águas minerais: maior temperatura e  $CO_2$ , e presença de elementos distintos. Admitem-se as seguintes origens para as águas juvenis:

- **Vulcânica** - água correlacionada à fase final de uma atividade vulcânica, em vias de extinção; é formada a partir de exalações de vapor d'água acompanhadas de  $CO_2$ ,  $N_2$ ,  $H_2S$ ,  $HCl$ ,  $HF$  e  $SO_2$ ;

- **Magmática** - água acumulada durante a cristalização de magmas, vinculando constituintes voláteis como  $F$ ,  $Cl$ ,  $S$ ,  $C$ ,  $P$ ,  $B$  etc. Experiências de laboratório indicam que a cristalização de  $1 km^3$  de magma granítico libera 12 litros de água por dia durante 1 milhão de anos (Rebouças, 1998). Via de regra, a composição química não depende da natureza da rocha, a concentração de sais e a temperatura são relativamente constantes, e é do tipo hipertermal;
- **Mista** - água resultante da combinação da água meteórica com a juvenil proveniente de um veio hidrotermal ou outro evento magmático. A composição química é próxima à da água que predomina na mistura;
- **Reações químicas** - água liberada das reações químicas que ocorrem na crosta terrestre.

### Águas Fósseis

Como o nome sugere, são águas antigas aprisionadas em sedimentos, a profundidades >1000 metros. Como o tempo de contato com os minerais é grande, apresenta elevados teores de sais e não conservam a sua composição química original.

## Características das Zonas Hídricas em Subsuperfície

As zonas hídricas em subsuperfície se classificam, com base nos seus atributos hidrológicos e condição de saturação, em zona não saturada (ZNS) e zona saturada (ZS). Estas zonas são ilustradas na figura 5.2.2., associadas aos componentes do ciclo hidrológico natural e antrópico. Como citado por

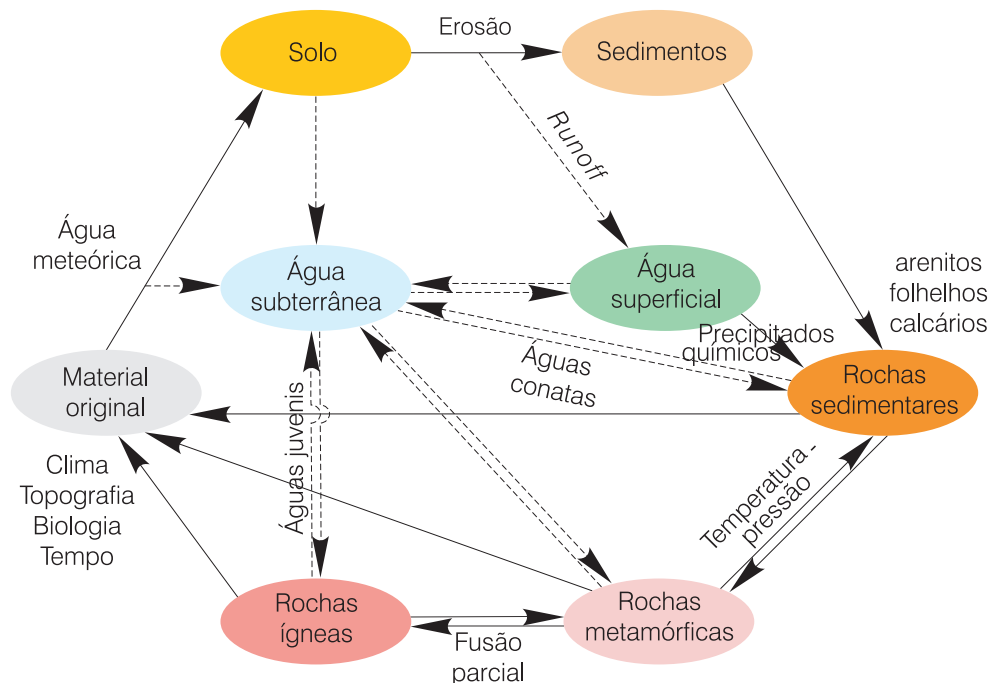


Figura 5.2.1 - Integração dos ciclos hidrológico e geológico na origem das águas subterrâneas (adaptado de Houslow, 1995).

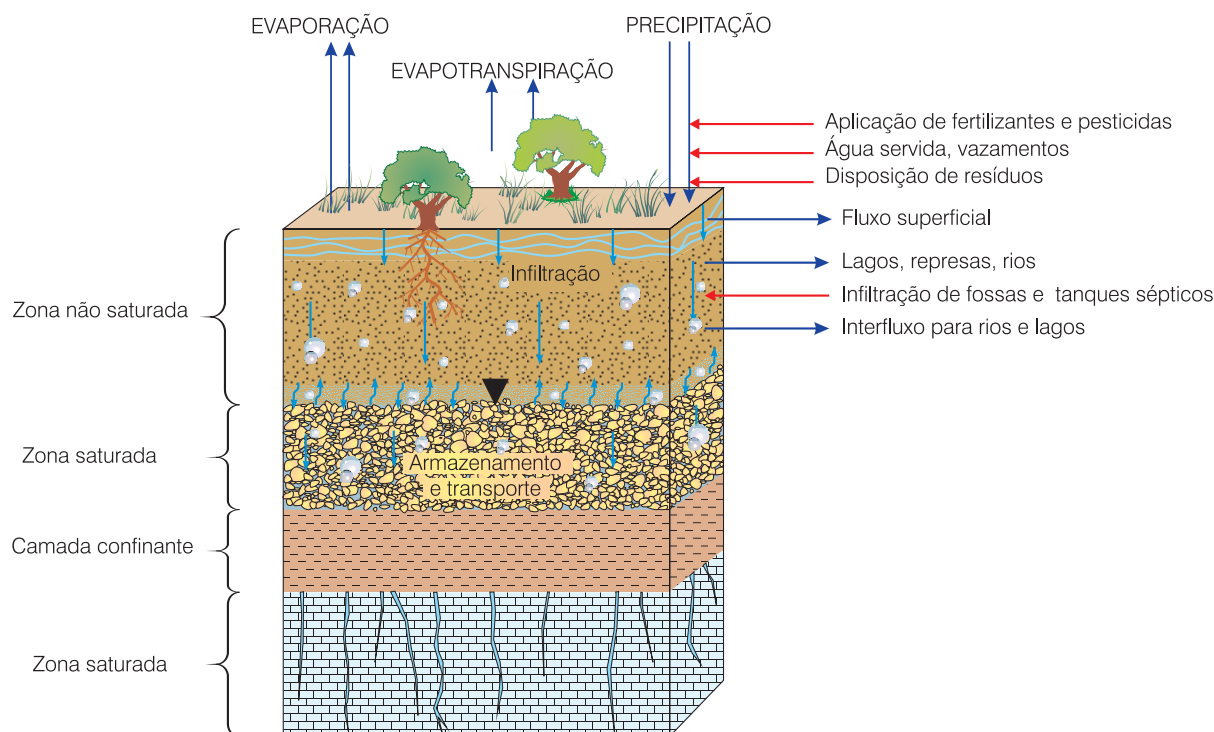


Figura 5.2.2 - Zonas hídricas em subsuperfície (Mestrinho, 2006a).

Rebouças (1994), a percepção de que as águas nestas zonas estão ligadas por processos hidrológicos de recarga e transporte, e pelos mecanismos hidro e biogeoquímicos de transformação da qualidade, conduz ao termo água subterrânea para designar, em um conceito atual, todas as águas que ocorrem em subsuperfície, embora os volumes estocados na zona saturada sejam maiores. As características de porosidade, permeabilidade e espessura das zonas em subsuperfície determinam a comunicação com o ambiente superficial e transporte de substâncias dissolvidas. Estes fatores influenciam a natureza das reações químicas e a qualidade da água.

### Zona Não Saturada

A ZNS pode ser dividida em três componentes: (a) a zona das raízes, uma faixa com alta porosidade e permeabilidade, penetrada pelas raízes das plantas; (b) a zona vadosa ou intermediária, de espessura variável e com sedimentos de granulometria variável, composta das águas gravitacional, pelicular e capilar; (c) a franja capilar, que representa o limite entre a ZNS e a ZS.

Na ZNS coexistem três fases: o material sólido poroso de origem geológica ou orgânica; a fase líquida, com água e os solutos; e a fase gasosa, composta pelo ar com vapor d'água,  $N_2$ ,  $CO_2$ ,  $O_2$  e, em menor proporção,  $NH_3$  e  $N_2O$ , resultado das atividades biológicas. Em geral, o fluxo de água é lento, multifásico e em condições aeróbica e alcalina. A ZNS representa um elo entre as águas da chuva, subterrânea e superficial. Durante sua infiltração, a água meteórica interage com componentes de origem natural e

antropica que influenciam a qualidade da água na ZNS. Na ZNS com espessura significativa, os processos físico-bioquímicos podem promover transformação ou retardamento de elementos presentes nas águas de infiltração.

### Zona Saturada

A ZS é considerada único reservatório ou sistema de reservatórios naturais com poros e/ou fraturas das formações geológicas preenchidos por água. A espessura varia de centímetros a dezenas de metros em climas semi-áridos, ou centenas de metros, em clima úmido. A água pode ser encontrada em uma formação contínua ou em camadas separadas, constituindo os meios aquíferos. Em maior profundidade, o movimento da água é lento, o que favorece o intemperismo químico dos minerais, em consequência do maior tempo de trânsito, pressão e tensão de  $CO_2$ . As reações comuns à ZNS também ocorrem na ZS, embora de forma mais intensa em função do maior tempo de interação água-rocha. A composição química da água subterrânea é condicionada à litologia, mas também é influenciada por outros fatores tais como: composição e volume da água de recarga; tipo de ambiente geológico; características hidrogeológicas do sistema; características inerentes à água do aquífero (pH, Eh, solubilidade, agressividade etc.); reações químicas e biológicas no fluxo subterrâneo. As características climáticas também devem ser consideradas, pois podem definir a espessura da ZNS e influenciar na recarga.

## Sistemas de Fluxos Subterrâneos

Em bacias fechadas, os fluxos subterrâneos têm sido zoneados em três sistemas (Domenico e Schwartz, 1990; Chapelle, 1993): (a) Sistema de fluxo local (zona superior de fluxo ativo influenciado pela recarga local); (b) Sistema de fluxo intermediário (zona média, de fluxo mais profundo, moderadamente afetado pelos eventos de recarga local); e, (c) Sistema regional (zona mais inferior, não afetada pela recarga local). Aos dois primeiros são associados setores de fluxos descendentes e ascendentes, com zonas impermeáveis intersistemas. Este **zoneamento** é reconhecido com base empírica e deriva da noção de profundidade. A tabela 5.2.1 reúne as principais características do fluxo nas ZNS e ZS, com ênfase especial no grau de conexão com a superfície. Os aspectos hidrodinâmicos relacionados a estes sistemas são os seguintes:

- **Sistema de fluxo local** - a recarga está associada às áreas de topografia mais alta, enquanto a descarga, às mais baixas adjacentes. São aquíferos rasos, e hidrológicamente ativos por infiltração direta da água meteórica. Em climas úmidos e temperados, a taxa de recarga e descarga é significativa e a velocidade do fluxo pode alcançar a ordem de m/dia;
- **Sistema de fluxo intermediário** - uma ou mais áreas de topografia baixa separam as áreas de recarga e descarga. Correspondem aos sistemas aquíferos confinados com profundidade moderada (até 300 m). A velocidade de recarga é baixa, principalmente em regiões áridas (0,1 cm/ano). A condição de clima úmido e de rochas permeáveis favorece maior velocidade de fluxo; e
- **Sistema de fluxo regional** - a área de recarga se encontra muito afastada da descarga. O caminho de fluxo é longo, com muito baixa velocidade, o que promove intensa mineralização da água. São pouco explorados.

O grau de conexão com a superfície influencia os processos hidrobiogeoquímicos nos diferentes ambientes. No sistema de fluxo local, os gases

trocados com a atmosfera favorecem as condições oxidantes ou aeróbicas. No sistema intermediário, o transporte de O<sub>2</sub> é limitado, promovendo condições redutoras e anaeróbicas. Os sistemas regionais, na prática, são considerados isolados da atmosfera.

### 5.2.3 Fundamentos da Hidrogeoquímica

A geoquímica das águas é uma matéria relativamente nova e tem sido utilizada como instrumento de apoio em diversas áreas. O conhecimento dos processos físicos, químicos e bioquímicos nas águas facilita a interpretação de dados hidroquímicos, uma vez que a química do sistema aquático é complexa, com grande número de variáveis envolvidas. Nestes sistemas interagem água, minerais, gases e microorganismos. Um pré-requisito nos estudos de hidrogeoquímica é o entendimento dos processos que ocorrem associados às águas naturais e aos problemas de contaminação. Se um poluente está presente, os processos atuantes promovem mudanças no seu estado físico ou forma química, podendo atenuar seu efeito, retardar a circulação ou mesmo removê-lo do sistema. A seguir, são discutidos processos e reações que ocorrem nos fluxos subterrâneos e durante a interação água-rocha, temas de fundamental importância para a compreensão e solução dos problemas relacionados à proteção e ao uso das águas subterrâneas.

#### Processos Físico-Químico-Biogeoquímicos nas Águas Subterrâneas

As reações e processos físico-químico-biogeoquímicos que ocorrem nas zonas não saturada e saturada determinam o tipo e quantidade de constituintes presentes na água. Os principais processos são (Mestrinho, 2006a): dissolução de gases; reação de ácido-base; sorção e troca iônica; dissolução/precipitação de minerais; oxidação-redução e os processos biológicos ou reações de biotransformação. A compreensão destes

Zonas / Fluxo (Sistema Aquífero)	Velocidade do Fluxo	Condição de Aeração	Conexão com a Superfície
Zona não Saturada	Rápida (1 m/dia)	Aeróbico	Extensa
Zona Saturada / Fluxo Local (Aquíferos Livres)	Rápida (1 cm/dia)	Aeróbico	Extensa
Zona Saturada / Fluxo Intermediário (Aquíferos Confinados – Drenantes e não Drenantes)	Baixa (0,1 - 1 m/ano)	Anaeróbico	Pequena
Zona Saturada / Fluxo Regional (Aquíferos Confinados Profundos)	Quase estagnado	Anaeróbico	Virtualmente não existe

**Tabela 5.2.1** - Classificação e atributos hidrogeológicos dos ambientes de subsuperfície (adaptado de Chapelle, 1993, como citado em Mestrinho e Alberich, 2006).



processos requer o conhecimento de conceitos da química e da microbiologia da água, exigindo do hidrogeólogo um movimento no sentido de atender à interdisciplinaridade necessária aos objetivos da hidrogeologia moderna.

Antes da discussão dos processos, é importante uma breve introdução sobre o conceito de equilíbrio químico. A reação de equilíbrio químico entre duas substâncias A e B para formar os produtos C e D, pode ser expressa pela equação:



O estado de equilíbrio químico significa que a reação é reversível e apresenta a mesma velocidade nos dois sentidos. A constante de equilíbrio da reação é dada por:

$$K = \frac{[C][D]}{[A][B]} \quad (5.2.2)$$

onde [A], [B], [C] e [D] representam as concentrações (em moles/L) das espécies envolvidas durante o equilíbrio.

A constante de equilíbrio químico pode ser expressa conforme a natureza da respectiva reação - é a constante de hidrólise para a reação de hidrólise, da mesma forma para as reações de precipitação, formação de complexos, redox etc. Para grande parte das substâncias presentes na água, os valores destas constantes, a temperatura de 25°C, são encontrados nos apêndices dos livros clássicos de química e devem ser corrigidos para a temperatura da água. Maior o valor de **K** implica em maior tendência da reação acontecer no sentido da formação dos produtos. O valor da constante de equilíbrio de uma reação particular indica a direção e extensão na qual a reação ocorrerá, mas esta interpretação deve ser cautelosa uma vez que o equilíbrio químico das reações na água pode ser alterado por outros fatores, como adição e remoção dos reagentes e produtos, variação da temperatura, tempo de contato entre as fases etc.

### Dissolução dos Gases

A dissolução de gases na água modifica sua qualidade. A presença de CO<sub>2</sub>, por exemplo, influencia na alcalinidade e agressividade. Concentrações de H<sub>2</sub>S superiores a 1 mg/L torna a água imprópria para consumo humano. O acúmulo de CH<sub>4</sub> nos poços de exploração de águas subterrâneas pode até causar explosões (Freeze e Cherry, 1979). A solubilidade de um gás específico, em geral, decresce com a temperatura, e é definida pela lei de Henry:

$$\lambda = K \cdot P \quad (5.2.3)$$

sendo,  $\lambda$  a solubilidade do gás em um litro de água (moles/m<sup>3</sup>), **P** a pressão parcial do gás (atmosferas) e **K** uma constante, função da temperatura (At. m<sup>3</sup>/moles).

A lei de Henry não considera as reações químicas do gás em solução e, portanto, não se aplica bem aos gases que reagem com a água como amônia e gás carbônico. Na transformação do CO<sub>2</sub> em ácido carbônico (H<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>), numa proporção de 1%, o desvio é pequeno. Os gases comuns na atmosfera, tais como N<sub>2</sub>, Ar, O<sub>2</sub>, H<sub>2</sub> e He, são solúveis na água e apresentam valores de solubilidade próximos, sem variação significativa com a temperatura. As solubilidades do CO<sub>2</sub>, H<sub>2</sub>S e NH<sub>3</sub> são maiores. Destes gases, o O<sub>2</sub> e o CO<sub>2</sub> são de particular importância nos processos hidrogeoquímicos.

### O<sub>2</sub> na Água

A maior parte do oxigênio presente nas águas naturais vem da atmosfera, por aeração, e da fotossíntese dos vegetais clorofilados, que repõe o O<sub>2</sub> dissolvido na água por oxigenação. São processos comuns às águas superficiais e que não acontecem diretamente nas águas subterrâneas. Nos sistemas de fluxo local, a infiltração da água meteórica com oxigênio dissolvido conduz a uma condição aeróbica em subsuperfície, principalmente quando a permeabilidade hidráulica do sistema permite uma circulação rápida da água. Nos sistemas de fluxo intermediário e regional, condições anaeróbicas são mais frequentes. Em geral, o nível de oxigênio dissolvido (OD) nas águas subterrâneas é baixo, devido ao consumo por parte dos microorganismos terrestres e reações de oxidação de minerais de Fe, S e Mn. A solubilidade do oxigênio na água também é baixa (9 mg/L a 20°C), e sua ausência favorece as fermentações anaeróbicas cujos produtos conferem gosto desagradável à água, tais como: CO<sub>2</sub>, Fe(II), sulfetos ou metano.

### CO<sub>2</sub> na Água

A origem do CO<sub>2</sub> é múltipla e sua magnitude varia durante o percurso da água meteórica até zonas mais profundas. Como a quantidade natural de CO<sub>2</sub> na atmosfera é relativamente baixa (350 mg/L), na água da chuva o CO<sub>2</sub> dissolvido é baixo. As fontes mais expressivas de CO<sub>2</sub> nas águas estão associadas

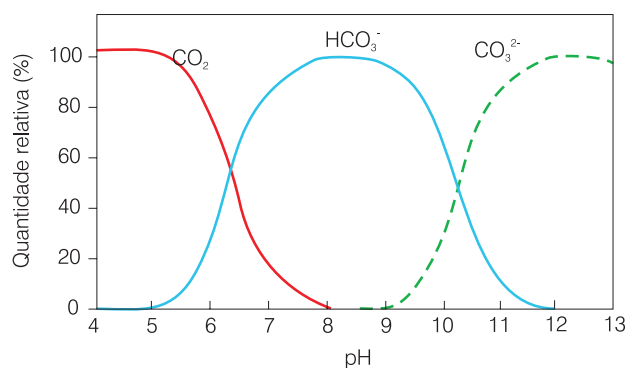
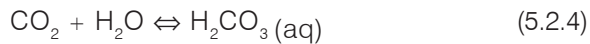


Figura 5.2.3 - Distribuição das espécies para o sistema CO<sub>2</sub> - HCO<sub>3</sub><sup>-</sup> - CO<sub>3</sub><sup>2-</sup> na água (modificado de Manahan, 1993).

às reações químicas e biológicas no solo, como biotransformação da matéria orgânica, dissolução dos carbonatos dos sedimentos e fenômenos de origem magmática das águas juvenis. No solo, a produção é máxima na parte superior ( $\pm 20$  cm), onde a matéria orgânica e os microorganismos são abundantes. As reações de equilíbrio químico do  $\text{CO}_2$  dissolvido nas águas são as seguintes:



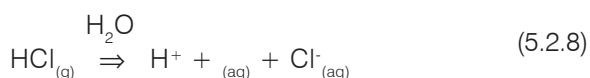
O equilíbrio entre dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ), íons bicarbonato ( $\text{HCO}_3^-$ ) e carbonato ( $\text{CO}_3^{2-}$ ) têm um efeito tampão sobre o pH da água, razão pela qual a faixa de variação do pH é relativamente pequena nas águas naturais (5-9). A figura 5.2.3 apresenta o domínio da distribuição das espécies do equilíbrio  $\text{CO}_2$  -  $\text{HCO}_3^-$  -  $\text{CO}_3^{2-}$  na água em função do pH. O íon bicarbonato é a espécie predominante na faixa de pH encontrada na maioria das águas. O  $\text{CO}_2$  predomina em águas ácidas, como algumas águas termais, vulcânicas ou contaminadas. Analiticamente, é muito difícil distinguir as espécies  $\text{CO}_2$  e  $\text{H}_2\text{CO}_3$  dissolvidas na água. A soma das duas espécies é representada nas reações, de forma hipotética, pelo  $\text{H}_2\text{CO}_3$ . A alcalinidade da água resulta, principalmente, da dissociação do  $\text{H}_2\text{CO}_3$ , representada pela concentração do íon  $\text{HCO}_3^-$  (em meq/L ou mmol/L).

A formação do  $\text{HCO}_3^-$  e  $\text{CO}_3^{2-}$  aumenta a solubilidade de  $\text{CO}_2$ , e águas com altos níveis de  $\text{CO}_2$  dissolvem carbonatos na seguinte ordem decrescente de solubilidade: magnesita, aragonita, calcita, dolomita, siderita e rodocrosita. A dissolução do  $\text{CO}_2$  depende da Temperatura, Pressão,  $[\text{HCO}_3^-]$  e da atividade ou pressão parcial do  $\text{CO}_2$ . A reação geral é:



### Reação Ácido-Base

A maioria dos compostos inorgânicos e orgânicos presentes nas águas é classificada como ácido base ou sal. Um ácido é definido como uma substância que se dissolve na água para produzir  $\text{H}^+$  (prótons), como mostra a reação de dissolução do ácido clorídrico (HCl) na água:



As reações de ácido-base têm efeito significativo sobre os valores do pH, o qual é definido pelo logaritmo negativo da concentração de íons hidrogênio na solução. Águas ácidas ( $\text{pH} < 7$ ) atacam os minerais

de forma mais efetiva e aumentam a mobilidade dos elementos nas zonas não saturada e saturada. Quando o pH é básico ( $\text{pH} > 7$ ), os metais podem ser imobilizados por precipitação como hidróxidos. Valores de pH elevados não são comuns em águas naturais, porque a dissolução do  $\text{CO}_2$  na água, produzindo íons  $\text{H}^+$ , favorece a neutralização. Na decomposição da matéria orgânica do solo são produzidos ácidos orgânicos que se dissociam em íons carboxila ( $\text{COOH}^-$ ) e  $\text{H}^+$ , reduzindo o pH do meio.

Uma base é a substância que produz o íon hidróxido ( $\text{OH}^-$ ) quando dissolvida na água, ou, ainda, uma substância que aceita  $\text{H}^+$  (prótons). As bases inorgânicas são compostas de um metal junto a um ou mais íons hidróxidos ( $\text{NaOH}$ ,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  etc.). Outras bases, como a amônia ( $\text{NH}_3$ ), não contém o  $\text{OH}^-$ , mas reagem com a água para produzi-lo como mostra a reação:

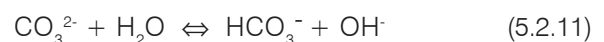


Quando um ácido forte reage com uma base fraca, libera  $\text{H}^+$ , reduzindo o pH do meio. No caso de uma base forte e um ácido fraco, libera o  $\text{OH}^-$ , e aumenta o pH da água. A reação geral entre um ácido e uma base pode ser escrita como:



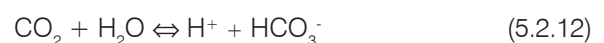
a  $\text{Base}_1$  é dita como conjugada do  $\text{Ácido}_1$ .

Reações de ácido-base acontecem nas zonas não saturada e saturada em subsuperfície. As mais significativas envolvem o  $\text{CO}_2$ , as espécies dissolvidas do carbono inorgânico como  $\text{CO}_3^{2-}$  e  $\text{HCO}_3^-$  e os minerais carbonatos, e controlam o pH das águas. Na dissolução dos carbonatos abaixo, o íon carbonato atua como  $\text{Base}_1$ , aceitando o próton doado pela água, que funciona como um  $\text{Ácido}_1$  e produz um ácido fraco aumentando o pH.



Base      Ácido      Ácido      Base

Águas ácidas associadas a depósitos de sulfetos, podem ser neutralizadas no contato com calcários. Muitos fenômenos na química aquática envolvem o equilíbrio ácido-base. Para explicar porque o pH da água da chuva é ligeiramente ácido, o ponto de partida é o equilíbrio químico da dissolução do  $\text{CO}_2$  da atmosfera na água da chuva, chegando-se à concentração de  $\text{H}^+$  calculada da reação de equilíbrio:



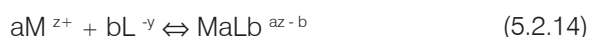
A constante de equilíbrio da reação é dada por:

$$K = \frac{[\text{H}^+][\text{HCO}_3^-]}{[\text{CO}_2]} \quad (5.2.13)$$

onde  $K = 1,14 \times 10^{-5}$  moles/L; concentração média de  $[\text{CO}_2]$  na atmosfera 350 ppm. No equilíbrio,  $[\text{H}^+] = [\text{HCO}_3^-] = 2,25 \times 10^{-6}$  moles/L. Sendo  $\text{pH} = -\log[\text{H}^+]$ , o valor encontrado para o pH da água da chuva é de 5,6. Neste caso, o  $5,6 \leq \text{pH} < 7$  não significa chuva ácida.

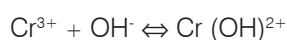
### Reações de Complexação - Quelação

A formação de complexos tem um papel importante na química da água, pois aumenta a mobilidade de metais associados e influencia sua concentração livre na água. Metais tóxicos como Cd, Pb, Cu, U ou Pu, quando na forma de íons complexos, podem ser transportados durante o fluxo subterrâneo. Numa reação de complexação, um cátion metálico se combina com agrupamentos de íons ou moléculas (doadores de elétrons), de natureza inorgânica ou orgânica, denominados de ligantes. A reação é expressa por:



onde, **M** é um cátion metálico com carga  $z^+$ , **L** um ligante com carga  $y^-$  (íons ou moléculas ligados ao átomo metálico central) e **a**, **b** são coeficientes estequiométricos.

Exemplos:



**Complexo** é todo composto contendo um íon ou átomo metálico em posição central em relação aos ligantes, ligados por covalência de coordenação. A fórmula química é tradicionalmente colocada entre colchetes:  $[\text{Cr}(\text{H}_2\text{O})_6]^{3+}$ ,  $[\text{CoCl}_4]^{2-}$ . Alguns ligantes podem estar ligados ao átomo metálico central por mais de um ponto de ligação. Os complexos desse tipo são chamados **quelatos** e os ligantes de **agentes quelantes** ou **ligantes de quelação**. Agentes quelantes estão presentes em diversas fontes de poluentes.

Os ligantes  $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{HCO}_3^-$  e  $\text{OH}^-$ , encontrados nas águas, podem formar complexos com os cátions mais abundantes como  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mn}^{2+}$ ,  $\text{Fe}^{3+}$ ,  $\text{Cu}^{2+}$ ,  $\text{Zn}^{2+}$  etc. As substâncias húmicas presentes na água e solos são agentes complexantes poderosos. A grande concentração de matéria orgânica e de minerais argilosos na zona não saturada favorece reações conjugadas de complexação e sorção de complexos organometálicos.

### Adsorção e Troca Iônica

Muitos minerais e substâncias orgânicas são capazes de atrair moléculas de água ou íons por simples adsorção, em função de forças eletrostáticas do tipo de *Van Der Waals*. A adsorção química decorre da reação química entre o íon adsorvido e a superfície sólida adsorvente. Na absorção, um soluto

se difunde através da superfície interior do meio poroso. Todos representam processos de sorção, descritos pela reação:



Quando o íon adsorvido pelo mineral troca sua posição com um íon dissolvido na água, preservando a estequiometria do mineral, tem-se a **troca de íons**. É de cátions, quando a espécie envolvida é um cátion. A quantidade de íons trocáveis, incluindo o  $\text{H}^+$ , em meq/100 g de sólido a  $\text{pH} = 7$ , é conhecida como capacidade de troca (Q). A troca de cátions é representada pelas reações:



No caso de águas ricas em sódio percolando através de argilas com alta concentração de cálcio (montmorilonita), a troca de íon pode ser reversa, ou seja, diminui o teor de  $\text{Na}^+$  na água e aumenta o  $\text{Ca}^{2+}$ . O processo é observado em intrusões salinas.

Os materiais que se comportam como adsorventes são os minerais de argila ou oxi-hidróxidos de Fe e Al e as substâncias orgânicas, especialmente o húmus. Ambos são colóides com excesso de carga superficial negativa, capazes de fixar e trocar cátions. A carga em excesso resulta da substituição de um cátion da estrutura por outro de menor valência. O inverso acontece para a troca de ânions. Os minerais argilosos com capacidade de troca de cátions e ânions expressiva são: alofano, caulinita, haloisita, montmorilonita, illita, clorita, vermiculita, sepiolita etc.

As argilas formam um grupo de minerais secundários microcristalinos estáveis, presentes na ZNS e em rochas sedimentares, derivados da decomposição de minerais primários da rocha original (olivina, augita, hornblenda e feldspatos). São silicatos de alumínio hidratados contendo outros íons como  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Fe}^{3+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{Al}^{3+}$ ,  $\text{K}^+$ , e  $\text{Na}^+$ . Estruturalmente, são minerais caracterizados pelo empilhamento de duas unidades diferentes: "folhas" de óxido de silício alternadas com "folhas" de óxido de alumínio. Estas unidades estão ligadas entre si, pelos oxigênios comuns a ambas; o que diferencia os grupos é o número de unidades em suas estruturas e a facilidade de substituição do silício ou do alumínio por outros elementos. A caulinita é formada por uma "folha" ( $\text{Si}_4\text{O}_{10}$ ) ligada a outra de alumínio-hidroxi. A estrutura é denominada 1:1 ou de duas camadas e possui pouca possibilidade de substituição, ao inverso da montmorilonita que apresenta uma estrutura 2:1.

Minerais de argila podem ter um excesso de carga negativa resultante de substituições na rede cristalina e/ou do rompimento de ligações em suas arestas. A compensação de cargas acontece por associação com outros cátions da água. A capacidade de troca depende

da intensidade das ligações dos íons trocáveis, que geralmente aumenta com a carga elétrica. O  $H^+$  é uma exceção, porque se comporta como um íon bi ou às vezes tri-valente em função do pH. No caso dos íons  $NH_4^+$  e  $K^+$ , apesar de monovalentes, possuem raios maiores que dificultam a troca iônica.

### Solubilidade e Precipitação

Substâncias na água existem na forma de sólidos suspensos, colóides e como íons em solução. A água como bom solvente da natureza dissolve substâncias quando em contato. A solubilidade de uma substância é definida como sua concentração de saturação em água pura, a uma dada temperatura, expressa em g/L, mg/L ou kg/cm<sup>3</sup>. A presença de uma espécie dissolvida tem influência significativa sobre a solubilidade de outra espécie, particularmente quando existe um íon comum a ambas. Neste caso, a solubilidade diminui devido ao efeito do íon comum ou aumenta com a força iônica da solução. Durante a solubilização da dolomita, por exemplo, pode haver precipitação da calcita e liberação de  $Mg^{2+}$  para água. É o processo de dedolomitização, que ocorre pela saturação de cálcio na água e o efeito do íon carbonato, comum às duas espécies. A reação é a seguinte:



Na dissolução de um mineral pouco solúvel  $A_m B_n$ , o equilíbrio químico entre a fase sólida e a sua solução de saturação pode ser representado pela reação:



A constante de equilíbrio  $K_s = [A^+]^m [B^-]^n$  é chamada de produto de solubilidade e varia com a temperatura. O tamanho relativo da constante de equilíbrio indica a solubilidade do sólido na água pura. Sais de cloretos e sulfatos ( $\log K_s$  entre 1,54 e -4,62) são fases mais solúveis que os sulfetos e hidróxidos ( $\log K_s$  entre -11,1 e -27,5). A capacidade da água dissolver substâncias aumenta com a presença de ácidos orgânicos e inorgânicos e com a temperatura. O tempo de contato também deve ser considerado.

A precipitação ocorre por saturação da solução, através da reação com o soluto ou mudanças de pH e Eh do meio. A espécie que estava em solução, na forma de íons livres, passa para o estado sólido após o equilíbrio químico. Com o aumento do pH muitos metais precipitam na água. De forma análoga à solubilidade, a precipitação ocorre quando duas soluções são misturadas e o produto das concentrações iônicas, elevadas a uma potência dada pelos coeficientes na equação, excede o produto de solubilidade  $K_s$ . Esta condição não é única.

A precipitação se inicia com a formação de núcleos primários, prosseguindo com o crescimento ou formação de novos núcleos. Os precipitados incorporam outros íons da solução, por efeito da

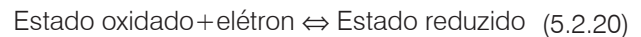
coprecipitação; muitos metais pesados e substâncias radioativas nos solos podem ser fixados junto aos oxihidratos de Mn e Fe. Os ânions  $OH^-$ ,  $CO_3^{2-}$  e  $SO_4^{2-}$  nas águas naturais e de despejos, formam precipitados com alguns cátions metálicos. Nas águas subterrâneas, as espécies dissolvidas podem precipitar com o aumento da evaporação (climas áridos) ou quando águas de diferentes composições se misturam. Alguns minerais precipitam e se dissolvem de forma rápida, como acontece com a calcita. São situações de desequilíbrio químico, e nesta condição, para um mineral  $A_m B_n$ , o produto de solubilidade  $[A^+]^m [B^-]^n$  é denominado **Produto de Atividade Iônica – PAI** e o **Índice de Saturação – IS** das espécies A e B na água é definido por:

$$IS = \log (PAI/K_s) \quad (5.2.19)$$

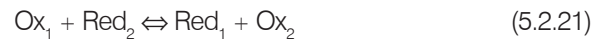
O índice de saturação é um parâmetro útil para determinar o estado de equilíbrio da água no aquífero.  $IS > 0$  indica água supersaturada, com precipitação;  $IS = 0$  estado de “equilíbrio” fase mineral e água; e  $IS < 0$  água insaturada, com dissolução mineral.

### Reações de Oxidação-Redução

As reações de oxidação-redução ou de redox acontecem pela transferência de elétrons entre reagentes e produtos. Muitas reações são catalisadas por microorganismos, do tipo bactérias, e determinam a natureza de espécies químicas nas águas, como: carbono, nitrogênio, oxigênio, enxofre, ferro e manganês. A reação de redox envolve a transferência de elétrons e elementos que ocorrem em mais de um estado de valência. Se um elétron é ganho, existe perda de valência positiva ou redução. A reação de redução pode ser representada pelos exemplos:



Por analogia, a oxidação é a perda de elétrons ou de valência negativa. Juntas, as duas reações são referidas como reações de oxidação-redução ou de redox. Uma completa reação de redox será:



$Ox_1$  e  $Red_2$  são referidos, respectivamente, como **agente oxidante** e **agente redutor**, ou aqueles que promovem a oxidação e a redução. O fluxo de elétrons na solução pode ser avaliado pelo **pe** ou potencial de elétrons, definido como o logaritmo negativo da concentração de elétrons. Cada reação é caracterizada pelo seu potencial de redox chamado de Eh, o qual define a habilidade de um ambiente natural de conduzir um processo de redox. O Eh pode ser calculado da equação de Nernst (5.2.22) e é relacionado ao **pe** através da equação (5.2.23).

$$Eh = E_o + \frac{RT}{nF} \ln \frac{[Ox]}{[Red]} \quad (5.2.22)$$

$$Eh = pe/16,9 \quad (5.2.23)$$

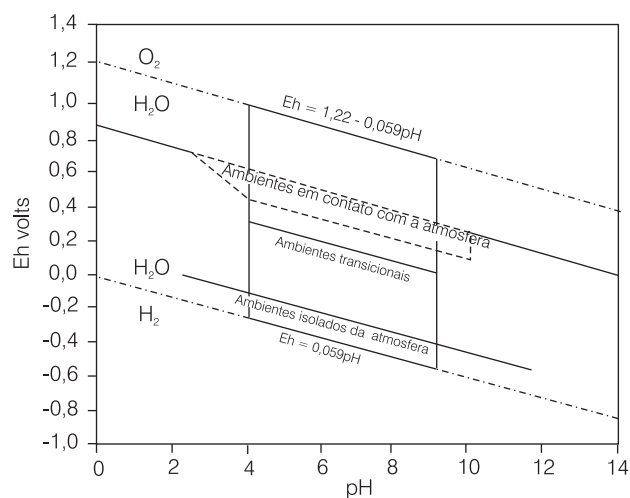
sendo, **Eh** o potencial de oxidação da solução em volts, **E<sub>o</sub>** o potencial padrão da reação de redox em volts, **R** a constante dos gases, 0,00199kcal/(mol.K), **T** a temperatura em graus Kelvin, **F** a constante de Faraday, 23,06kcal/V e **n** o número de elétrons envolvidos na reação.

Em geral, o Eh das águas naturais é mais positivo em um meio oxidante e negativo no redutor. Formas oxidadas e reduzidas de alguns elementos importantes nas águas são mostradas na tabela 5.2.2.

As reações de redox são especialmente importantes na hidrogeoquímica. A presença de ferro na água subterrânea indica uma condição de redox diferente do aquífero cuja água contém nitrato. Elementos e moléculas estão presentes na água em vários estados de oxidação, que determinam propriedades, tais como toxicidade, hidrólise, tendência de formar compostos insolúveis etc. Mudanças das condições de Eh e pH afetam a solubilidade e, por conseqüência, a mobilidade de muitos metais. Esta relação pode ser expressa graficamente na forma do diagrama Eh - pH na figura 5.2.4, ilustrando diferentes ambientes. O diagrama mostra os campos de estabilidade para sólidos e/ou espécies aquosas em função do Eh ou pe e do pH. É uma boa ferramenta para fazer predições sobre a ocorrência de espécies oxidadas ou reduzidas em um ambiente particular no aquífero. No campo, existem dificuldades de se medir o Eh e pe para caracterizar as condições de redox em aquíferos profundos. Neste caso, a relação entre a concentração da espécie oxidada e a reduzida pode fornecer uma idéia do potencial de redox do meio.

Elemento	Formas Oxidadas	Formas Reduzidas
Carbono	CO <sub>2</sub> ; HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	CH <sub>4</sub>
Nitrogênio	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	N <sub>2</sub> ; NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>
Enxofre	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	H <sub>2</sub> S; S <sup>2-</sup>
Ferro	Fe <sup>3+</sup> ; Fe(OH) <sub>3</sub>	Fe <sub>2+</sub> ; FeS
Cromo	Cr <sup>6+</sup> (CrO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> ; Cr <sub>2</sub> O <sub>7</sub> <sup>2-</sup> )	Cr <sup>3+</sup> ; Cr(OH) <sub>3</sub>
Manganês	Mn <sup>4+</sup>	Mn <sup>2+</sup>

**Tabela 5.2.2** - Exemplos das formas oxidadas e reduzidas de elementos importantes nos sistemas aquáticos.



**Figura 5.2.4** - Diagrama Eh - pH com os limites do campo de estabilidade da água e ambientes naturais, em função do Eh e pH (modificado de Carvalho, 1995).

Um bom exemplo para ilustrar a aplicação das condições de Eh - pH é a especiação do ferro nas águas subterrâneas. Dentro da faixa de pH dos sistemas aquáticos naturais (5-9), o hidróxido de ferro é a espécie estável predominante, mas, em águas mais profundas, de condições anaeróbicas (baixo Eh), se encontra apreciável quantidade de Fe<sup>2+</sup> solúvel. Quando estas águas são expostas ao oxigênio atmosférico precipita Fe(OH)<sub>3</sub>. É o caso das manchas vermelhas encontradas em bombas que extraem águas subterrâneas ou nas paredes dos poços. Em águas subterrâneas, o Fe<sup>3+</sup> somente está presente nas águas naturais muito ácidas com pH < 3, que são raras.

Em geral, o limite das condições oxidantes no subsolo corresponde à zona de variação do nível do lençol freático e a profundidade desta zona depende das condições climáticas e geológicas. Águas ricas em oxigênio podem penetrar através das fendas e fissuras das rochas e alcançar maiores profundidades; nas zonas de variação do nível freático, condições oxidantes e redutoras podem ser alternadas em função de estações secas e chuvosas. Estas mudanças são relativamente rápidas e se traduzem por variações também abruptas na composição das águas subterrâneas, especialmente na concentração dos sulfatos.

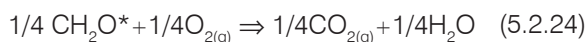
### Processos Biológicos

Os microorganismos que vivem na água usam sólidos dissolvidos e suspensos durante o metabolismo, retirando espécies químicas e/ou liberando produtos para água. Os processos biológicos aceleram os processos geoquímicos, uma vez que aumentam a concentração dos sais solúveis do solo, por degradação microbiana de substâncias insolúveis e retiradas de nutrientes das plantas superiores, e do CO<sub>2</sub> no ar do solo, por respiração das raízes.

O doador de elétrons mais comum na natureza é o carbono orgânico. As reações envolvendo oxidação de compostos orgânicos para inorgânicos como  $\text{CO}_2$  e  $\text{H}_2\text{O}$ , são referidas como reações de biodegradação ou biotransformação, porque são catalisadas por microorganismos que usam a energia das reações de redox para a síntese celular. As transformações mais efetivas ocorrem em climas quentes úmidos, onde a degradação da matéria orgânica é mais rápida. Um dos fatores mais importantes para os processos biológicos é a presença ou ausência de oxigênio, onde se adaptam, respectivamente, os organismos aeróbicos e anaeróbicos. Além dos compostos de carbono, os nutrientes para os microorganismos são os compostos de nitrogênio ( $\text{NH}_3$ ), fosfatos, nitratos e sulfatos. Os fatores que influenciam na atividade microbiana são: profundidade, presença de nutrientes, pH, Eh, conteúdo de sais, temperatura e permeabilidade do aquífero.

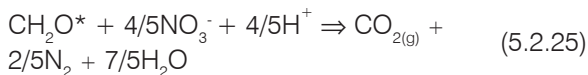
As bactérias anaeróbicas catalisam reações de redução dos sulfatos, das espécies de Fe-Mn, dos nitratos e a metanogênese. De modo simplificado, a abundância relativa do carbono orgânico e dos receptores de elétrons governa o progresso destas reações de redox num sistema aquífero. Considerando o  $\text{CH}_2\text{O}^*$  um **tipo** de composto orgânico hipotético, junto aos principais aceptores de elétrons comuns no sistema aquífero, são ilustradas a seguir as reações de biotransformação sob condições aeróbicas e anaeróbicas.

- Reação simples de decomposição dos compostos orgânicos em presença de  $\text{O}_2$ .

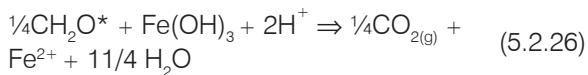


- Reações na ausência de  $\text{O}_2$  - Os microorganismos usam as reações de redox como fonte de energia para biotransformação, por redução dos compostos com oxigênio.

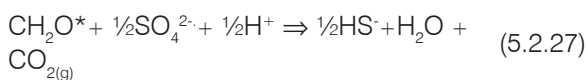
a) Denitrificação:



b) Redução de Fe(III):



c) Redução dos sulfatos:



d) Formação do metano:



Os principais fatores que determinam as condições de redox em um ponto do sistema aquífero são: distância da área de recarga e a abundância relativa de compostos doadores e aceptores de elétrons, presentes na fase sólida ou aquosa. A utilização seqüencial destes aceptores mantém o potencial de elétrons em níveis específicos, exercendo um efeito de tampão redox. Como ilustra a figura 5.2.5, as respectivas reações de redox progredem até que composto com oxigênio seja totalmente consumido, e neste ponto o potencial de redox cai para o nível do próximo acceptor disponível no sistema.

Sendo as reações de redox catalisadas por microorganismos, um aporte de nutrientes por contaminação da água pode aumentar a densidade da população microbiana. Quando os poluentes são compostos orgânicos, a reação de biotransformação pode atenuar a concentração ou mesmo promover sua eliminação. A compreensão destas reações tem sido importante para o estudo da remediação de compostos orgânicos na ZNS e ZS.

### Velocidade das Reações e dos Processos

As pesquisas sobre a velocidade das reações e processos físico-químico-biogeoquímicos que se desenvolvem no meio aquático são ainda escassas. A cinética destas reações é complicada. Algumas reações entre soluto-soluto ou soluto-água são rápidas e a meia-vida é de fração de minutos ou até segundos. É o caso das reações homogêneas que ocorrem em uma única fase, como as reações de ácido-base e de complexação. As reações que envolvem espécies dissolvidas, gases e água são tão rápidas que podem ser assumidas como em equilíbrio no fluxo subterrâneo. A dissolução e precipitação são exemplos de reações heterogêneas com tempo médio entre dias a  $10^6$  anos. O tempo nos processos de adsorção-desorção varia de

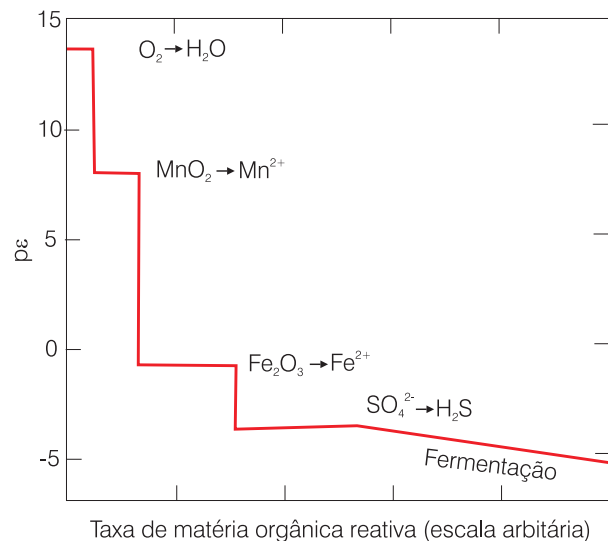


Figura 5.2.5 - Tampão redox para diferentes aceptores de elétrons presentes nas águas subterrâneas.

segundos a dias, mas depende da superfície específica de contato, que é maior na matriz porosa das rochas sedimentares. Para se avaliar a probabilidade destas reações alcançarem o equilíbrio, deve-se considerar o tempo de residência da água no sistema de fluxo e a velocidade das reações. Um esquema comparativo sobre o tempo médio ou a meia-vida de algumas reações é apresentado na figura 5.2.6.

As reações de redox são lentas e mediadas por microorganismos, portanto, têm intervalos variáveis e não estão incluídas. Com base nos dados de sedimentos marinhos, estima-se que a meia-vida destas reações varia de horas a poucos anos. É interessante observar que quase todas as reações citadas têm maior velocidade que os fluxos das águas subterrâneas. A velocidade das reações varia de modo significativo com as características do sistema aquífero e/ou com a introdução de substâncias estranhas ao sistema, como os poluentes. A dissolução de gases, por exemplo, afeta o pH da água e modifica as condições de redox. A textura, porosidade e permeabilidade da rocha, e presença de minerais particulares, são fatores que aceleram reações de dissolução/precipitação. A mobilidade ou retardação de metais e poluentes orgânicos nas águas subterrâneas é também influenciada pela presença de minerais argilosos, óxidos amorfos e matéria orgânica natural. A população microbiana afeta a biodegradação de compostos orgânicos e catalisa muitas reações de redox.

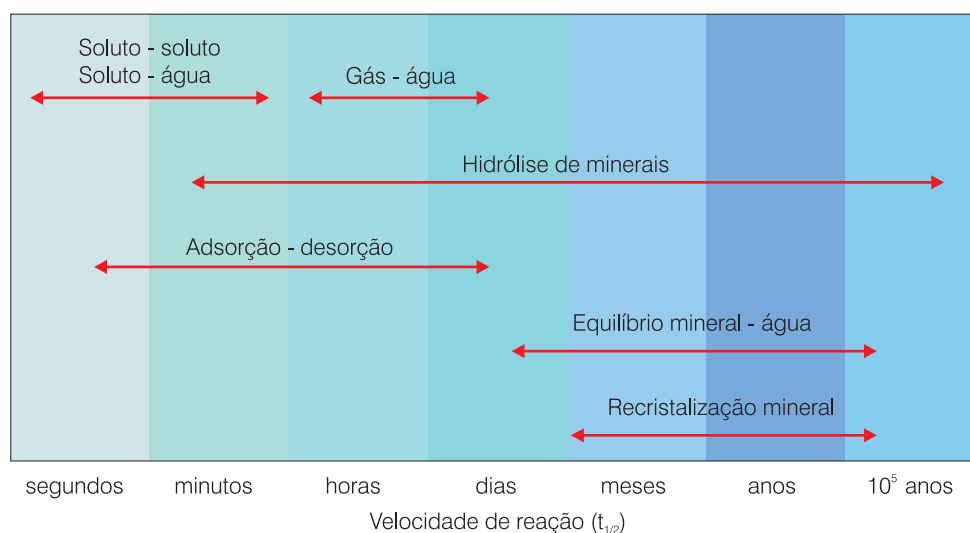
### Interações Água-Rocha / Intemperismo Químico

As rochas primárias, uma vez formadas a temperaturas e pressões elevadas, ficam em permanente desequilíbrio numa temperatura mais baixa. Dá-se o nome de intemperismo ao conjunto de transformações que passam os minerais nas rochas e nos sedimentos,

resultante da interferência dos seguintes fatores: físico-químicos e químicos (pH, Eh, pressão e temperatura), físicos ou mecânicos (quebramento-lajeamento e deslocamento de blocos e fragmentos finos), geológicos (mineralogia da rocha, porosidade, feições estruturais), e biológicos (ação mecânica e química de organismos vivos). A depender da intensidade destes fatores, o intemperismo é classificado como físico, químico e biológico. Em se tratando de interações químicas entre os minerais das rochas e solos com a água meteórica, o intemperismo químico é um dos mais importantes fenômenos do ciclo geoquímico secundário, e determina o tipo e concentração dos constituintes nas águas subterrâneas e superficiais.

Mais especificamente, o intemperismo químico envolve o ataque químico dos minerais na presença de ácidos minerais e orgânicos, por processos químicos de hidratação/hidrólise, dissolução/precipitação, reações de oxi-redução, ácido-base e complexação. Os produtos de intemperismo são os minerais secundários, sólidos amorfos neoformados, polímeros orgânicos, minerais primários residuais (quartzo) e os íons solúveis, que são transportados pela água tais como os cátions solúveis, bicarbonatos, ácido silícico, sulfatos e cloretos. A natureza dos produtos gerados depende dos minerais envolvidos e das condições de temperatura, precipitação, pH, Eh, atividade biológica, drenagem etc.

Sendo o tempo de contato entre os minerais e a água subterrânea maior do que nas águas superficiais em subsuperfície, a tendência do sistema água/mineral/rocha alcançar o estado de equilíbrio é maior. A composição da água é um reflexo da composição da rocha onde ela circula. O ataque químico dos minerais inicia com a hidratação (água na estrutura dos minerais) e prossegue com a hidrólise (desintegração do mineral por ação dos íons  $H^+$  e  $OH^-$ ), influenciada pelo tempo de reação,



**Figura 5.2.6** - Esquema comparativo do tempo médio ou meia-vida de algumas reações (adaptado de Domenico & Schwartz, 1990).

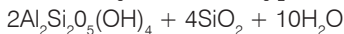
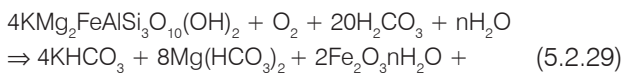
temperatura, CO<sub>2</sub> disponível e presença de ácidos na água (H<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>, H<sub>2</sub>NO<sub>3</sub>, HNO<sub>2</sub>, H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> e os ácidos orgânicos). Durante a hidrólise dos silicatos, de início são liberados os íons Ca<sup>2+</sup>, Mg<sup>2+</sup>, Na<sup>+</sup>, K<sup>+</sup>, e em seguida o Si<sup>4+</sup> e Al<sup>3+</sup>. O pH é fator importante na solubilização, transporte e re-deposição do Si<sup>4+</sup> e Al<sup>3+</sup>, e na formação de hidrolisados. O processo pode promover a formação de minerais secundários, como no caso da alteração da biotita e K-feldspato com a formação da caulinita, aumentando a alcalinidade e o pH em função do HCO<sub>3</sub><sup>-</sup> e OH<sup>-</sup>.

A tabela 5.2.3 apresenta os minerais comuns nas rochas, sua composição, ocorrência e a característica da reação de dissolução. Os minerais primários são os que sofrem intemperismo e secundários os neoformados por intemperismo. Cada grupo de minerais exibe variedades, com diferentes graus de resistência ao ataque químico.

A simples reação de dissolução é chamada de congruente e é associada, principalmente, às rochas e solos contendo carbonatos. Uma exceção à regra é a dissolução incongruente da dolomita resultando na precipitação da calcita, durante a dedolomitização. A reação de dissolução é incongruente quando libera constituintes para a água e se formam minerais secundários e/ou sólidos amorfos, em geral, mais estáveis que os minerais primários originais. São reações importantes dos silicatos e óxidos minerais, envolvendo liberação da sílica dissolvida (H<sub>4</sub>SiO<sub>4</sub>) e cátions como cálcio, sódio, magnésio e potássio.

Quando alumínio e ferro estão presentes nos minerais primários, se formam produtos secundários de baixa solubilidade, como minerais argilosos e óxidos e hidróxidos, os quais possuem propriedades eletrostáticas na superfície que influenciam nos processos de sorção e, portanto, na evolução química da água natural. O intemperismo da biotita (5.2.29) e do K-feldspato (5.2.30), com a formação da caulinita e do óxido de ferro, e aumento da alcalinidade e do pH (HCO<sub>3</sub><sup>-</sup> e OH<sup>-</sup>), é ilustrado nas reações a seguir:

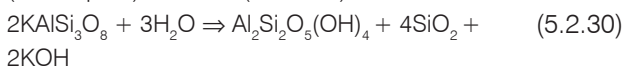
(Biotita)



(Caulinita)

(K-feldspato)

(Caulinita)



Uma vez que os íons liberados para água estão relacionados à composição do mineral original, em diversos casos, as reações e os processos do intemperismo em profundidade podem ser deduzidos da composição da água subterrânea. A dissolução de sais solúveis como carbonatos, sulfatos e cloretos, que ocorrem em quantidades significativas nas rochas,

influencia de forma direta a composição das águas. Águas mais ácidas aceleram a dissolução de carbonatos, resultando em águas ricas em Ca<sup>2+</sup> e Mg<sup>2+</sup>.

O intemperismo químico de diferentes materiais produz águas de composição variada. Os silicatos das rochas cristalinas são relativamente mais resistentes ao intemperismo, o que não acontece com os minerais das rochas sedimentares. A fragmentação dos minerais das rochas sedimentares implica o aumento da superfície de contato rocha-água e auxilia a solubilização.

Outro fator relevante para a compreensão da composição química das águas é a mobilidade dos constituintes liberados ou envolvidos no intemperismo. A mobilidade geoquímica de um elemento depende de fatores relacionados à solubilidade, capacidade em participar da troca iônica e tipo de ligação química. A solubilidade do elemento na água é função do seu potencial iônico (P), propriedade intrínseca que representa a distribuição de carga na superfície e determina a atração entre os dipolos da molécula de água. É definido pela equação:

$$P = Z/R \quad (5.2.31)$$

sendo **Z** a carga iônica e **R** o raio iônico.

O íon com menor carga e maior raio apresenta menor força de atração, e tende a permanecer em solução como espécie iônica simples. A figura 5.2.7. mostra a separação geoquímica de alguns elementos importantes na água, com base no seu potencial iônico **P**.

Conforme os valores de **P**, distinguem-se três categorias de elementos ou substâncias:

**0 < P < 3** - cátions que ficam em solução até altos valores de pH (Li<sup>+</sup>, Na<sup>+</sup>, K<sup>+</sup>, Mg<sup>2+</sup>, Fe<sup>2+</sup>, Mn<sup>2+</sup>, Ca<sup>2+</sup>), e, portanto, são móveis;

**3 < P < 12** - elementos com tendência a hidrólise (Al<sup>3+</sup>, Fe<sup>3+</sup>, Si<sup>4+</sup>, Mn<sup>4+</sup>) e, assim, considerados imóveis, com tendência a se concentrar no resíduo insolúvel no processo de alteração;

**P > 12** - elementos que formam íons complexos e contêm oxigênio (B<sup>3+</sup>, C<sup>4+</sup>, N<sup>5+</sup>, S<sup>6+</sup>, Mn<sup>7+</sup>).

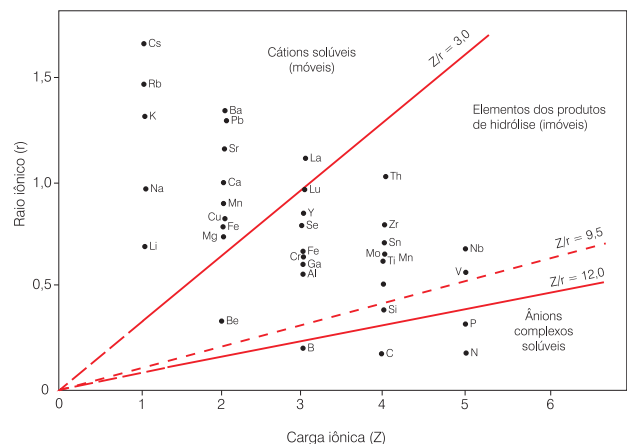


Figura 5.2.7 - Separação dos elementos com base no potencial iônico (adaptado de Mason, 1985).



MINERAL	VARIEDADE	COMPOSIÇÃO	TIPOS DE ROCHA (*)			REAÇÃO DE INTEMPERISMO
			1	2	3	
Quartzo	-	SiO <sub>2</sub>	X	X	X	Resistente à dissolução
FELDSPATOS						
Plagioclásio	Albita	NaAlSi <sub>3</sub> O <sub>8</sub>	X	X	-	Dissolução incongruente por ácidos
	Anortita	CaAl <sub>2</sub> Si <sub>2</sub> O <sub>8</sub>	X	X	-	(idem)
Ortoclásio / microclina	-	KAlSi <sub>3</sub> O <sub>8</sub>	X	X	X	(idem)
SILICATOS FERROMAGNESIANOS						
Anfibólios	Tremolita	Ca <sub>2</sub> (MgFe) <sub>4</sub> AlSi <sub>7</sub> AlO <sub>22</sub> (OH) <sub>2</sub> NaCa <sub>2</sub> (Mg,	X	X	-	Oxidação do Fe e dissolução congruente
	Hornblenda	Fe, Al) <sub>5</sub> Si <sub>8</sub> O <sub>22</sub> (OH) <sub>2</sub>	X	X	-	Oxidação do Fe e dissolução incongruente
Micas	Biotita	K(Mg, Fe) <sub>3</sub> AlSi <sub>3</sub> O <sub>10</sub> (OH) <sub>2</sub>	X	X	-	(idem)
	Clorita	(Mg, Al, Fe) <sub>6</sub> (Si, Al) <sub>4</sub> O <sub>10</sub> (OH) <sub>8</sub>	X	X	-	(idem)
Piroxênios	Diopsídio	Ca(Mg, Fe)Si <sub>2</sub> O <sub>6</sub>	X	X	-	Oxidação do Fe e dissolução congruente
	Augita	Ca(Mg, Fe, Al)(Al, Si) <sub>2</sub> O <sub>6</sub>	X	X	-	(idem)
Vidro-Vulcânico (não-mineral)	-	Ca, Mg, Na, K, Al, Fe silicato	X	-	-	Dissolução incongruente
Olivina	-	(Mg, Fe) <sub>2</sub> SiO <sub>4</sub>	X	X	-	(idem)
ALUMINOSILICATOS HIDRATADOS						
Minerais argilosos	Caulinita	Al <sub>2</sub> Si <sub>2</sub> O <sub>5</sub> (OH) <sub>4</sub>	-	-	X	Minerais secundários
	Montmorilonita	Al <sub>2</sub> Si <sub>4</sub> O <sub>10</sub> (OH) <sub>2</sub>	-	-	X	(idem)
	Ilita	KAl <sub>2</sub> (AlSi <sub>3</sub> O <sub>10</sub> )(OH) <sub>2</sub>	-	-	X	(idem)
Calcita/aragonita	-	CaCO <sub>3</sub>	-	-	-	Dissolução congruente por ácidos
Dolomita	-	Ca, Mg(CO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>	-	-	X	(idem)
Fluorita	-	CaF <sub>2</sub>	X	-	-	
Halita	-	NaCl	-	-	X	Dissolução congruente por água
ÓXIDOS/HIDRÓXIDOS						
Bauxita	-	AlOOH	-	-	X	Minerais secundários
Hematita	-	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	-	-	X	(idem)
Limonita	-	FeOOH	-	-	X	(idem)
SULFETOS/SULFATOS						
Pirita / Marcassita	-	FeS <sub>2</sub>	X	X	X	Oxidação do Fe e S
Gipso	-	CaSO <sub>4</sub> .2H <sub>2</sub> O	-	-	X	Dissolução congruente por água
Anidrita	-	CaSO <sub>4</sub>	-	-	X	(idem)
Barita	-	BaSO <sub>4</sub>	X	X	-	

(\*) Tipos de Rochas: 1 - Ígnea; 2 - Metamórfica; 3 - Sedimentar

**Tabela 5.2.3** - Minerais formadores de rochas: composição, ocorrência e reações de intemperismo (adaptado de Berner & Berner, 1987; Houslow, 1995).

Observa-se que íons de elementos como Ca, Mg e Na são mais móveis e permanecem na água depois de liberados no processo de intemperismo. Os elementos Si e K estão na escala intermediária, enquanto Al e Fe são imóveis e permanecem nos solos. Esta ordem concorda com os estudos mineralógicos que apontam os feldspatos plagioclásios, piroxênios e anfibólios, como os silicatos mais facilmente intemperizados. Os elementos Al, Fe e Si formam minerais secundários que ficam nos solos, e o K permanece nos minerais mais resistentes como a biotita.

No estudo do transporte e destino dos poluentes é recomendável considerar os aspectos particulares do aquífero e dos processos que podem modificar a mobilidade destes elementos.

### Classificação e Origem dos Constituintes das Águas Subterrâneas

Os constituintes da água subterrânea são derivados das interações entre a água e os diversos sólidos, líquidos e gases que acontecem desde a área de recarga até a descarga. Assim, a origem dos constituintes está associada à qualidade das águas de infiltração, ao tempo de trânsito e tipos litológicos atravessados.

As espécies inorgânicas presentes em concentração >5mg/L são referidas como constituintes maiores ou principais. Os constituintes menores e traços (0,01-10mg/L) estão em maior proporção, mas sua concentração pode exceder a dos elementos principais. O teor de ferro dos minerais ferromagnesianos ou das rochas com minérios de ferro é um bom exemplo. As substâncias orgânicas associadas aos sedimentos também podem estar presentes nas águas naturais.

Os constituintes classificados como principais são os íons  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{HCO}_3^-$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$  e, em algumas situações, os íons  $\text{NO}_3^-$ ,  $\text{CO}_3^{2-}$ ,  $\text{K}^+$  e  $\text{Fe}^{3+}$ . As substâncias dissolvidas pouco ionizadas como alguns ácidos, hidróxido de Fe e a sílica ( $\text{H}_4\text{SiO}_4$ ) em estado coloidal, podem integrar a solução aquosa natural, assim como seus íons derivados ( $\text{Fe}^{2+}$ ,  $\text{Fe}^{3+}$  e  $\text{H}_3\text{SiO}_4^-$ ). Entre os gases dissolvidos  $\text{CO}_2$  e  $\text{O}_2$  são os principais, ainda que não sejam analisados sistematicamente.

Os constituintes menores incluem os íons  $\text{NO}_3^{2-}$ ,  $\text{CO}_3$ ,  $\text{K}^+$  e  $\text{Fe}^{3+}$ , além do  $\text{NO}_2^-$ ,  $\text{NH}_4^+$  e  $\text{Sr}^{2+}$  e outros menos frequentes como  $\text{Br}^-$ ,  $\text{S}^{2-}$ ,  $\text{PO}_4^{2-}$ ,  $\text{H}_3\text{BO}_3^-$ ,  $\text{NO}_2^-$ ,  $\text{OH}^-$ ,  $\text{I}^-$ ,  $\text{Fe}^{3+}$ ,  $\text{Mn}^{2+}$ ,  $\text{H}^+$ ,  $\text{NH}_4^+$ ,  $\text{Al}^{3+}$  etc. Os traços são os íons metálicos  $\text{As}^{2+}$ ,  $\text{Sb}^{2+}$ ,  $\text{Cr}^{3+}$ ,  $\text{Cu}^{2+}$ ,  $\text{Ni}^{2+}$ ,  $\text{Zn}^{2+}$ ,  $\text{Ba}^{2+}$ ,  $\text{Cd}^{2+}$ ,  $\text{Hg}^{2+}$ , etc., que podem apresentar concentrações superiores ao background regional em áreas com jazidas naturais ou com contaminações antrópicas. A tabela 5.2.4 apresenta a origem provável de constituintes inorgânicos normalmente encontrados nas águas subterrâneas.

Elementos radioativos são comuns na litosfera e quando presentes classificam a água como radioativa. Os estudo das fontes minerais radioativas mostram que o  $^{222}\text{Rn}$  é a emissão mais abundante nas águas minerais e o principal responsável pela sua radioatividade.

Constituintes	Fontes Prováveis
ESTRÔNCIO	Minas de estrôncio (Sr)
BÁRIO	Rochas vulcânicas e aluviões; salmoura pobre em sulfato.
LÍTIO	Micas; ambligolita; piroxênio e outros; evaporitos; águas juvenis. O teor aumenta com a temperatura e decresce com o Mg. Salmouras de campos de óleo.
FLUORETO	Atividade vulcânica; água do mar; rochas ígneas e sedimentares.
BROMETO	Água do mar; fontes termais; depósitos salinos.
IODETO	Depósitos salinos; poços de petróleo.
BORO	Depósitos de boratos solúveis; rochas vulcânicas.
VANÁDIO	Resíduos fósseis (carvão e óleo).
NITRATO	Matéria orgânica.
FERRO	Solos e rochas. Valores anômalos podem ser associados à presença de FeO coloidal.
MANGANÊS	Solos e rochas.
SÍLICA	Soluções vulcânicas; fontes termais.
RADÔNIO ( $^{222}\text{Rn}$ )	Desintegração do urânio das rochas graníticas.

**Tabela 5.2.4** - Origem dos constituintes inorgânicos normalmente encontrados nas águas subterrâneas (Mestrinho 2006b).

### 5.2.4 Mineralização das Águas Subterrâneas

No contexto dos aspectos discutidos, a mineralização da água subterrânea decorre de processos geológicos, hidrológicos e hidrogeoquímicos que atuam de forma conjunta conforme as particularidades inerentes a cada sistema e aos fatores externos. Numa visão sistêmica, para se explicar a mineralização das águas subterrâneas e a evolução da sua composição, deve-se considerar os fatores endógenos (sistema de fluxo, tipo litológico, tipo de estruturas, processos geoquímicos e microbianos em subsuperfície) e exógenos (aspectos climáticos e geofisiográficos) influentes no meio. A inter-relação destes processos é complexa e exige uma ampla conjunção interdisciplinar de especialistas.

#### Fatores Influentes na Mineralização

##### Fatores Endógenos

Os fatores endógenos são aqueles naturais ao sistema como o tipo litológico, manto de alteração e estruturas das rochas. Na interação água-rocha, a intensidade de decomposição química depende da resistência dos minerais e do grau de agressividade ou reatividade química da água. O ataque químico dos minerais deixa maior teor de sais quando a

renovação de água é deficiente (clima semi-árido) ou o ambiente de circulação dificulta a percolação profunda. O manto de intemperismo resultante da alteração das rochas tem constituição e espessura de acordo com as condições do intemperismo e a natureza da rocha que lhe deu origem. Em termos hidrogeológicos, esse capeamento representa a zona não saturada que pode funcionar como um aquífero superior granular, que, acima de um aquífero inferior fissural, alimenta a água das fraturas. Nesta situação, a mistura de águas de diferentes origens promove mudanças de composição química da água. O manto de intemperismo exerce um papel relevante na proteção da qualidade, preservação e distribuição das águas para zona saturada.

Os feldspatos das rochas cristalinas têm sido apontados como um dos responsáveis pela liberação de sais, em função da maior facilidade ao intemperismo. Estudos conduzidos por Costa (1996), em alguns aquíferos do Nordeste, demonstram que rochas ricas em feldspatos, tais como migmatitos, pegmatitos e alguns granitos e gnaisses, apresentam maior propensão para salinização das águas. Rochas do tipo micaxistos e filitos, nas quais a percolação da água é lenta e a dissolução dos minerais é mais intensa, também podem armazenar águas mais mineralizadas. Para as rochas resistentes como os quartzitos, com fraturas mais abertas e sem minerais solúveis, se espera águas com menor concentração de sais ou mais leves. Em geral, nas rochas com fraturas abertas existe maior facilidade de escoamento e renovação das águas. Neste caso, o risco de salinização diminui, mas aumenta o risco de contaminação.

No nordeste do Brasil, a condição de clima semi-árido é desfavorável ao intemperismo químico. Comumente, a ZNS é pouco espessa, a taxa de lixiviação é menor e a evaporação favorece o acúmulo de sais na água, mesmo antes da infiltração na ZNS ou na fratura das rochas. Na condição de clima tropical, a taxa de precipitação anual promove a formação de mantos espessos, diversificados em função da rocha original e da topografia. Em algumas situações, a cobertura pode atingir profundidades de 50 metros nas encostas e até ultrapassar 100 metros nas depressões, acumulando contribuições significativas de água.

A salinização das águas subterrâneas pode ter várias causas, e é bom exemplo para ilustrar a conjunção dos diversos fatores influentes na mineralização. A condição de solos salinos, permeáveis e pouco espessos facilita a lixiviação de sais da ZNS para a ZS, que são adicionados aos produtos da dissolução dos minerais no aquífero. Quando a água infiltrada é isenta de sais, o tempo de trânsito na ZS torna-se relevante para a mineralização. Quando a água circula lentamente, como em rochas com fraturas fechadas, e a renovação das águas é deficiente (clima semi-árido), a água concentra sais.

## Fatores Exógenos

Os fatores exógenos são os que não estão relacionados às características do aquífero, como clima, relevo e hidrografia. A principal influência do clima diz respeito ao balanço hídrico entre as taxas de pluviometria e evapotranspiração potencial. Nas regiões de clima semi-árido, a precipitação de sais por evaporação concentra sais na camada superficial da ZNS. Durante a infiltração da água meteórica, os sais são transportados para rios e lagos, pelo escoamento superficial, e para os aquíferos, ao longo de encostas ou dos próprios rios. Em regiões de clima úmido, onde a taxa de precipitação anual excede a evapotranspiração potencial, a salinização das águas e dos solos tende a ser mais baixa. Estudos desenvolvidos por Costa (op. cit.), Oliveira e Batista (1998) e Guerra e Negrão (1996) demonstram que águas subterrâneas no nordeste do Brasil exibem maior salinidade em áreas de baixa pluviometria ou maior índice de aridez.

Os aquíferos freáticos pouco profundos e os fissurais com manto de intemperismo pouco espesso são os mais influenciados pelas variações climáticas. Os efeitos mais comuns são: (a) aumentando a evaporação não há excedente para infiltração e os sais se concentram nas camadas superficiais; (b) a maior pluviometria favorece a infiltração e lixiviação de sais dissolvidos para a ZS; (c) o efeito da capilaridade promove o transporte de sais para a ZNS e favorece a formação de crostas de calcita e gipso na camada superior do freático.

O relevo, hidrografia e condição climática são fatores que também exercem influência significativa na química da água. Em condições semi-áridas, a drenagem superficial pode ser influente na maior parte do ano, favorecendo o fluxo do rio para as encostas marginais e a recarga das fraturas próximas aos rios. Se as águas do rio estão salinizadas, existe o risco de salinização das águas subterrâneas. Quando o clima favorece (precipitação elevada), existe um escoamento da água subterrânea das encostas para os rios, refletindo na perenidade destes na ausência de chuvas. Estes fatores mudam as condições físico-químicas no fluxo e, possivelmente, a composição química da água, porque influenciam os processos de diluição, precipitação, dissolução e as reações de redox. As águas subterrâneas e superficiais devem ser tratadas de forma integrada.

A água de poços tubulares perfurados em rochas cristalinas na região do semi-árido no Nordeste exibe uma característica comum: o  $\text{Cl}^-$  é o íon predominante (>50%). Não existindo minerais com  $\text{Cl}^-$  na rocha, significa pouca influência da litologia. Considerando a condição climática, a origem do  $\text{Cl}^-$  está associada à água da chuva que passa por evaporações sucessivas durante a infiltração.

### Evolução e Mudanças na Composição da Água

Até a última década, era comum admitir a composição das águas subterrâneas como constante e sem a interferência de outras águas. Num aquífero, a qualidade da água pode passar por modificações progressivas decorrentes de causas naturais ou antrópicas. Os constituintes passam por processos e reações durante o fluxo, influenciados por fatores endógenos e exógenos. A química da água é particular a cada sistema aquífero e pode sofrer mudanças químicas. Os cátions são os mais passíveis de participar de reações de troca iônica, precipitação e complexação, portanto, apresentam mudanças mais significativas que os ânions. A figura 5.2.8 ilustra o conjunto de reações e processos durante o fluxo subterrâneo. A composição da água na recarga passa por alterações até a descarga, em função da dissolução dos minerais, mudanças na mineralogia e nas condições de redox, infiltração de outras águas, mistura de águas por drenança ascendente e outras reações durante o fluxo.

Considerando os sistemas de fluxos local, intermediário e regional, a evolução química da água pode ser discutida por dois aspectos (Kehew, 2001): (a) diferenças químicas entre os fluxos e (b) mudanças no mesmo fluxo.

### Evolução Química da Água entre Diferentes Fluxos

Em geral, a composição química da água é função da mineralogia do aquífero e do tempo de trânsito da água no sistema. O fluxo local é mais dinâmico, o que significa menor contato água-rocha e tendência de água do tipo bicarbonatada decorrente da dissolução do CO<sub>2</sub> do solo. À medida que a profundidade aumenta, a velocidade de fluxo se torna progressivamente mais lenta e evolui para os fluxos intermediário e regional. No último, a concentração de sais solúveis, associados aos evaporitos ou à água do mar trapeada no ambiente de deposição, torna a água muito salina. Diferentes fácies hidroquímicas, associados a um fluxo regional hipotético e não confinado, são mostrados na figura

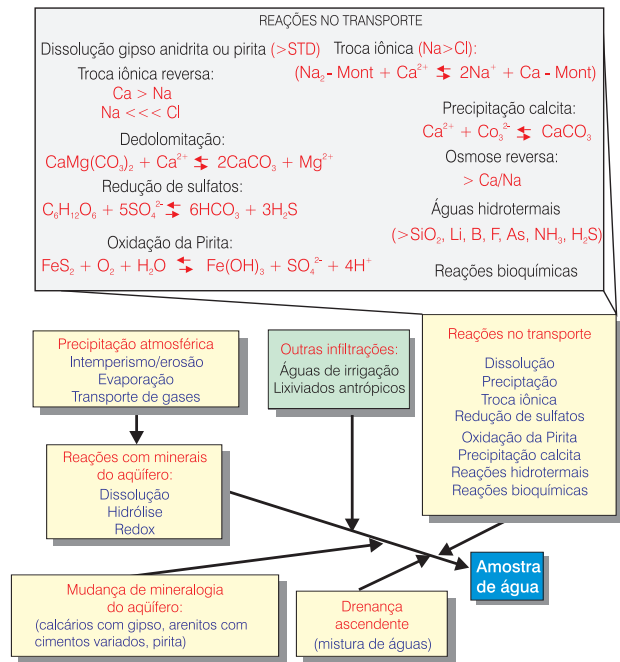


Figura 5.2.8 - Processos e reações químicas que ocorrem nas águas subterrâneas (adaptado de Houslow, 1995).

5.2.9 (Kehew, *op. cit.*). Observa-se que as zonas mais profundas e respectivas áreas de descarga exibem alta concentração de sais, caracterizadas pelas fácies hidroquímicas sulfatos e cloretos.

Na prática, se observa que em aquíferos multiconfinados o tempo de residência cresce com a profundidade e as águas subterrâneas apresentam uma estratificação comandada pela litologia e solubilidade dos minerais. Águas mais rasas evoluem de bicarbonatadas para sulfatadas e cloretadas com o aumento da profundidade. Em síntese, os fatores que influenciam na composição da água entre aquíferos de igual litologia, com idade da água e trajeto diferentes são: condições físicas e geológicas do intemperismo, variação de temperatura e profundidade e a extensão do contato água-rocha.

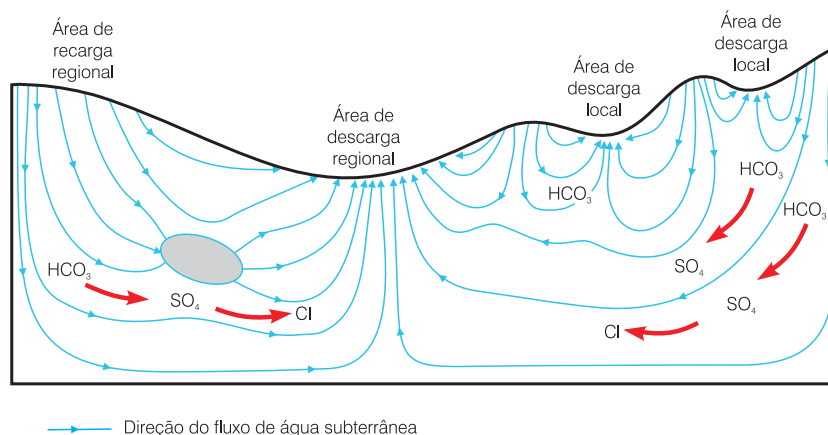


Figura 5.2.9 - Fácies hidroquímicas relacionados ao tipo de sistema de fluxo num aquífero hipotético regional (adaptado de Kehew, 2001).

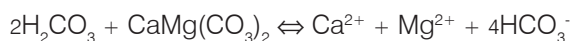
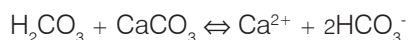
## Evolução Química no mesmo Fluxo

Num sistema de fluxo local e com mineralogia homogênea, a água não exibe variação significativa entre as zonas de recarga e descarga. Quando a mineralogia do aquífero é heterogênea ou o fluxo atravessa diferentes rochas, a composição química da água é variável, como se observa nas seqüências sedimentares. A água pode apresentar um zoneamento ao longo do fluxo em decorrência da dissolução e precipitação progressiva de minerais, troca iônica entre o meio poroso ou fraturado e mudanças nas condições de redox. Podem variar a concentração dos constituintes e os valores de STD, pH e Eh. A intensidade e a velocidade destes processos dependem da idade/tempo de residência da água, profundidade, variação climática etc.

Em maior profundidade, o fluxo é mais lento e a mineralização mais efetiva; a temperatura, pressão e tensão de  $\text{CO}_2$  são maiores, o que permite ataque mais intenso dos carbonatos e mesmo dos silicatos. Algumas das reações químicas no fluxo são descritas a seguir.

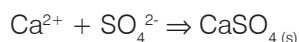
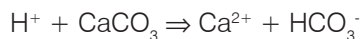
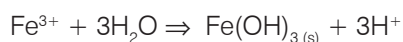
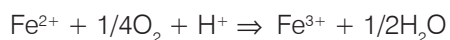
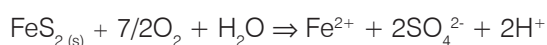
**1) Dissolução de Minerais** - dissolução dos carbonatos, silicatos e alumino-silicatos, aumentando a concentração de cátions, alcalinidade e pH.

Exemplo: reação do  $\text{H}_2\text{CO}_3$  com o calcário e/ou com dolomito, liberando  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$  e  $\text{HCO}_3^-$  para a solução.



**2) Reações de Redox** - mudanças nas condições de redox durante a circulação da água controlando o comportamento dos íons metálicos, compostos com  $\text{Fe}^{2+}$ ,  $\text{Mn}^{2+}$  e  $\text{Fe}^{3+}$ , espécies de enxofre ( $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{H}_2\text{S}$  e  $\text{FeS}_2$ ) e os gases dissolvidos com carbono ( $\text{CO}_2$ ,  $\text{CH}_4$ ).

Exemplo: oxidação da pirita na presença da calcita, em condições alternadas secas e úmidas, acelerada pela presença de bactérias.



A diminuição da pressão parcial de  $\text{O}_2$  conduz à redução e perda do  $\text{SO}_4^{2-}$ , liberação de  $\text{CO}_2$ , e remoção do  $\text{HS}^-$  para formar  $\text{FeS}$  e  $\text{FeS}_2$



**3) Dissolução de Sais Solúveis** - se evaporitos estão na seqüência, a composição da água depende do mineral presente, se halita, anidrita, gipso etc.

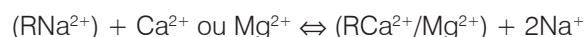
Exemplo: dissolução do gipso, produzindo  $\text{Ca}^{2+}$  e  $\text{SO}_4^{2-}$ .



As águas bicarbonatadas mais rasas evoluem para cloretadas com a profundidade, por difusão iônica de  $\text{Cl}^-$  ou dissolução da halita



**4) Troca de Cátions** -  $\text{Ca}^{2+}$  e  $\text{Mg}^{2+}$  presentes na água trocam com o  $\text{Na}^+$  das argilas esmectíticas, que são ricas em  $\text{Na}^+$ .



Quando existe a interferência de águas meteóricas ou em aquíferos com zonas de drenagem ascendente ou descendente, ocorre a mistura de águas com diferente composição. Na zona de transição pode haver precipitação química. A água com teor elevado de  $\text{Ca}^{2+}$  precipita  $\text{CaCO}_3$  ou  $\text{CaSO}_4$  com o carbonato ou sulfato da outra água.

A hidrologia isotópica é uma boa ferramenta para auxiliar nos estudos sobre a recarga e dinâmica da água subterrânea nas ZS e ZNS, na datação e distinção entre águas de diferentes origens ou proporções das misturas, e auxiliar na interpretação sobre as mudanças de composição nas águas subterrâneas (capítulo 4.3).

## 5.2.5 Interpretação dos Dados de Qualidade da Água

A base de dados hidroquímicos pode representar amostras de um único poço ou de diferentes poços, num sistema aquífero particular. A classificação química inicial da água se refere à concentração dos cátions e ânions presentes. A interpretação dos processos hidrogeoquímicos é mais complexa e pode explicar a origem da água ou sua evolução química.

A modelagem hidrogeoquímica é uma ferramenta importante para alcançar informações, dentre outras, sobre o balanço de massa dos minerais dissolvidos ou precipitados, especiação dos íons, índice de saturação em relação aos minerais e estado de redox da água. É um método que permite a representação matemática da hidrogeoquímica, utilizando-se as equações de fluxo e de conservação de massa que simulam o transporte de solutos. Requer o uso de programas de computação adequados, como WATEQ4F, MINTEQ, PHREEQC, PHREEQCI e AQUACHEM. Os dois últimos, quando conjugados, fornecem informações sobre especiação, equilíbrio entre minerais e gases, adsorção e troca de cátions e transporte em uma dimensão. O AQUACHEM permite a geração de gráficos, os quais, associados aos mapas hidrogeológicos, auxiliam na classificação da água, avaliação temporal e espacial, e a comparação entre diferentes amostras. Maior detalhamento sobre o assunto não é objeto deste texto.

As relações iônicas também são usadas para avaliar a coerência geoquímica dos dados analíticos e fazer inferências sobre as mudanças de composição da

água, fases minerais dissolvidas ou precipitadas e reações que influenciam na composição da água. Em qualquer situação, o alcance das conclusões depende da experiência do profissional envolvido. Nos itens seguintes são delineadas algumas considerações que permitem, de forma simples e aproximada, classificar a tipologia da água e avaliar os processos hidrogeoquímicos.

### Classificação do Tipo de Água

A classificação da água é feita com base nas espécies mais abundantes. Dentre os constituintes principais, o cátion ou ânion que perfaz mais de 50% do conteúdo iônico total, classifica a água de acordo com a espécie predominante (e.g. sulfatada, cloretada, bicarbonatada etc.), ou pelo cátion e ânion que predominam (e.g. bicarbonatada-sódica, bicarbonatada-cálcica, etc.). Quando várias espécies se apresentam com concentrações igualmente abundantes, a água exibe uma tipologia química mista (e.g. sulfatada-cloretada-cálcica).

Um constituinte classificado como elemento menor ou traço, quando em concentração alta, também pode entrar na denominação (por exemplo, fluoretada). Para o uso da água, os valores absolutos dos constituintes são comparados aos padrões de qualidade da legislação vigente ou aos critérios específicos do uso.

A influência de fatores intrínsecos e extrínsecos ao aquífero devem ser considerados na interpretação dos dados de qualidade. A coleta, preservação e análise da amostra devem ser realizadas de forma adequada para garantir a representatividade do local em estudo.

## Representação Gráfica e Relações Iônicas

### Métodos Gráficos

A representação gráfica tem sido usada, também, para classificar a tipologia química da água e verificar a abundância relativa dos elementos principais. É um método rápido para avaliar a evolução química da água, indicando diferenças e similaridades entre amostras ou processos e reações químicas. Os diagramas dos tipos colunares, radiais e ternários propostos na literatura (Domenico e Schwartz, 1990, Hem, 1985, Szikszay, 1993), são úteis para ilustrar a proporção dos íons em uma amostra. Contudo, para estudar a hidroquímica ou variação espacial e temporal da água entre diferentes aquíferos, um grande número de figuras pode ser requerido. O tratamento das diferentes populações de amostras relacionadas a distintas origens ou fácies minerais exige a aplicação de métodos estatísticos. Os diagramas de *Stiff* e *Piper* apresentados nas figuras 5.2.10 e 5.2.11 ilustram características das águas associadas a diferentes tipos litológicos.

### Reações Químicas das Águas Subterrâneas

O padrão ou tendência da dispersão dos pontos nos triângulos individuais dos cátions ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ) e dos ânions ( $\text{Cl}^-$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{HCO}_3^-$ ) no diagrama de Piper pode indicar reações de precipitação ou dissolução, troca de íons e misturas de águas (Houslow, 1995).

Quando os dados exibem uma tendência linear em direção a um dos vértices do triângulo de cátions e/ou de ânions e a concentração de STD aumenta ou diminui, pode ser indicativo, respectivamente, de precipitação ou dissolução progressiva. O constituinte

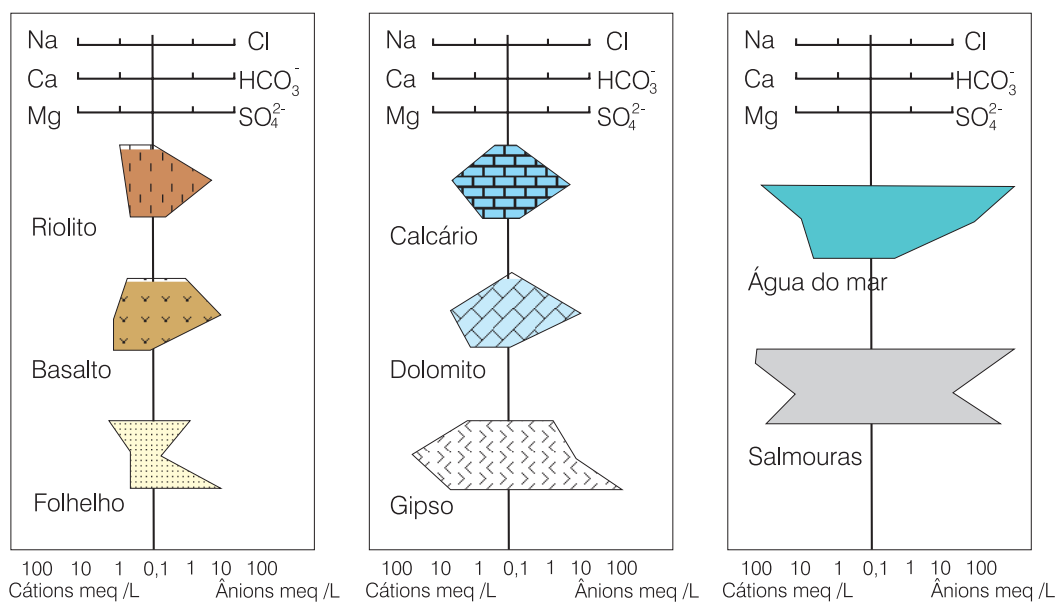
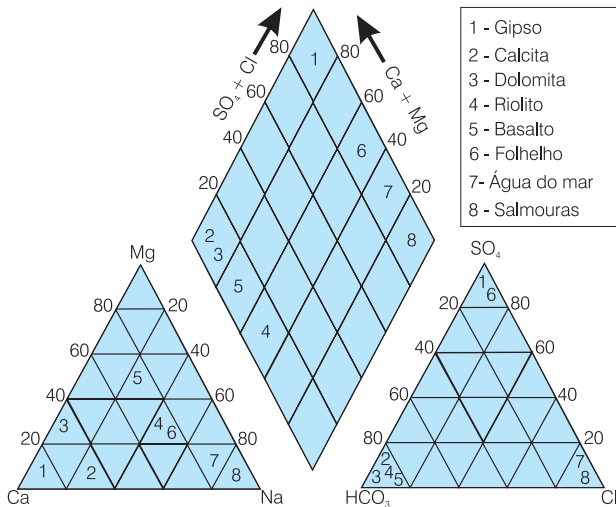


Figura 5.2.10 - Diagrama de Stiff para águas de diferentes tipos de rochas (adaptado de Houslow, 1995).



**Figura 5.2.11** - Diagrama de Piper para águas de diferentes tipos de rochas (adaptado de Houslow, 1995).

correspondente ao vértice está sendo adicionado ou removido da solução. A figura 5.2.12 mostra reações de precipitação ou de dissolução do gipso, com remoção ou adição de  $Ca^{2+}$  e  $SO_4^{2-}$  ao longo do fluxo. Em geral, quando íons estão sendo adicionados o valor do STD da água aumenta e se outros íons são removidos por troca iônica, tende a ser constante. A presença da montmorilonita favorece a troca iônica ou remoção de  $Ca^{2+}$  e  $Mg^{2+}$  da água e adição de  $Na^+$ , neste caso, a dispersão dos pontos migra do lado do  $Ca^{2+}$  e  $Mg^{2+}$  em direção ao vértice do  $Na^+$ . Por analogia, as reações dos ânions são igualmente interpretadas, como se observa na figura 5.2.13.

**Mistura de águas**

A figura 5.2.14 mostra a mistura de duas águas (1) e (3) que resulta na amostra (2), entre os dois membros finais. A quantidade relativa de cada amostra (1) ou (3) na mistura é inversamente proporcional à distância até o ponto (2), ou seja, quanto mais perto se apresenta a mistura de um membro final, maior sua quantidade na mistura. Não existindo adição ou remoção de alguma fase, a amostra (2) deve exibir igual proporção nos triângulos dos cátions e dos ânions. A proporção relativa dos membros finais na mistura pode ser determinada usando-se a relação matemática:

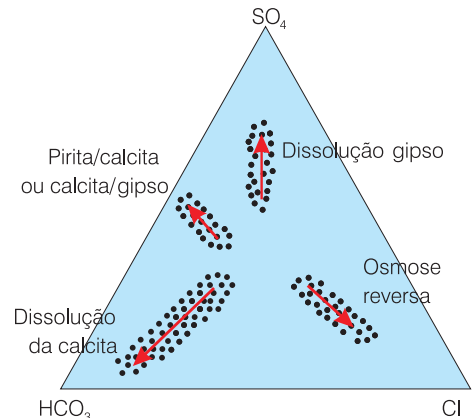
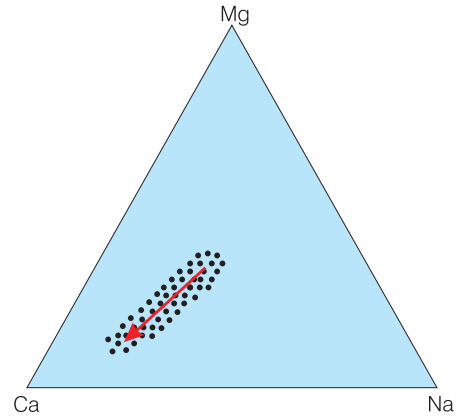
$$\text{Proporção de 1} = b/(a+b)$$

$$\text{Proporção de 3} = a/(a+b)$$

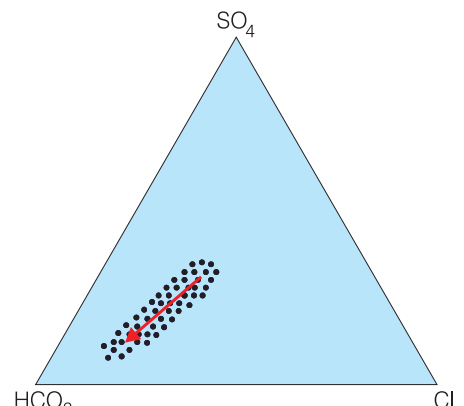
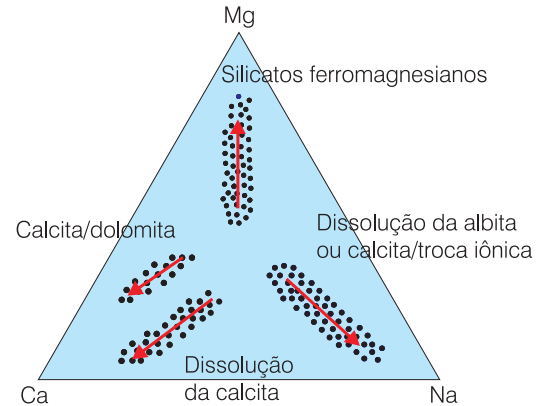
sendo **a** a distância de um membro (1) para a mistura (2) e **b** a distância da mistura (2) para o membro (3).

**Relações Iônicas**

As informações sobre a tipologia química da água junto às relações iônicas (meq/L) têm sido usadas para confirmar a análise química e auxiliar na dedução da rocha original. As reações químicas podem também



**Figura 5.2.12** - Reações na água subterrânea com aumento de cálcio (adaptado de Houslow, 1995).



**Figura 5.2.13** - Reações na água subterrânea com aumento de bicarbonato (adaptado de Houslow, 1995).

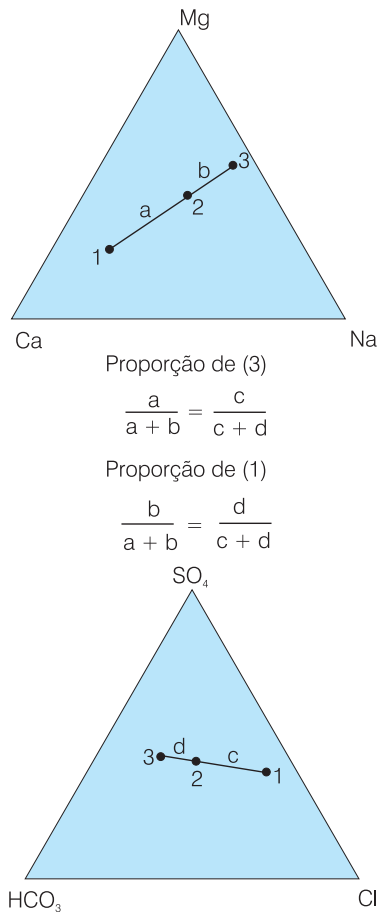


Figura 5.2.14 - Mistura de duas águas no diagrama de Piper (adaptado de Houslow, 1995).

ser deduzidas quando os dados são representativos de aquíferos homogêneos, com composição mineralógica conhecida. As relações iônicas podem ser calculadas com o auxílio de softwares adequados (WATEVAL ou AQUACHEM). Os tipos químicos comuns para a classificação da água, seguidos da discussão das relações iônicas associadas aos aquíferos com carbonatos e rochas graníticas são apresentados, respectivamente, nos blocos (1) e (2) abaixo.

**(1) Classificação química**

- Na-Cl: dissolução da halita ou mistura com água do mar;
- Na- HCO<sub>3</sub>: troca iônica;
- Ca-HCO<sub>3</sub>: água subterrânea comum;
- Ca-SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>: dissolução de gipso;
- Ca-Mg-HCO<sub>3</sub>: dissolução de dolomita ou calcita-Mg;
- Ca-F-SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>: erro provável na análise.

**(2) Proporções Iônicas**

- Na >> K: intemperismo de feldspatos e micas; o K é facilmente retido pelas plantas e minerais argilosos;
- Ca > = Mg: minerais do tipo calcita, dolomita e gipso

são mais solúveis; o intemperismo dos silicatos apresenta Mg>Ca;

- Ca > = SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>: a principal fonte de sulfato é o CaSO<sub>4</sub> (anidrita, gipso, ácido sulfúrico da oxidação da pirita); se a relação é inversa significa remoção do Ca, por precipitação e/ou troca iônica, ou águas ácidas resultantes da oxidação da pirita;
- Na > = Cl: a fonte principal de Cl é o NaCl; o sódio está associado a silicatos e na troca iônica; a relação inversa sugere remoção por troca iônica;
- HCO<sub>3</sub><sup>-</sup> >> SiO<sub>2</sub>: intemperismo de carbonatos;
- Ca > = Na: intemperismo de carbonatos, exceto quando existe troca iônica.

**5.2.6 Hidrogeoquímica de Climas Tropicais**

Nos trópicos, o intemperismo das rochas exhibe suas particularidades e novos campos de pesquisa nesta área estão emergentes. A extrapolação de conhecimentos relacionados aos ambientes tropicais aos ambientes de clima temperado não é adequada. A velocidade de reações, atividades biológicas e ausência de estações bem definidas são exemplos de alguns de fatores distintos aos dois ambientes.

O ferro é um exemplo clássico: a quantidade é baixa em sedimentos superficiais e solos de climas temperados e naqueles dos trópicos. A presença de óxidos de ferro é clássica do intemperismo de climas tropicais, e a implicação geoquímica do ferro é significativa. Sua presença pode mudar o comportamento de outras variáveis importantes, como matéria orgânica, metais e outros. Um espesso manto de intemperismo, via de regra, se comporta como meio aquífero granular ou transmissor de águas infiltradas no substrato do aquífero fissural. Em regiões com manto de intemperismo pouco desenvolvido ou ausente, as infiltrações nos meios fissurais e cársticos, de forma preferencial, se faz por via direta através de percolações entre as fissuras e cavidades das rochas.

Diversos fatores afetam o movimento da água no ciclo hidrológico nos trópicos e resultam em efeitos distintos daqueles fora dos trópicos. É importante se considerar o balanço hídrico da região, a presença da vegetação, tempo e distribuição das chuvas etc. Em geral, a gestão dos recursos hídricos ainda não tem sido adequada a climas tropicais. Falta conhecimento mais consistente de aspectos relacionados à estrutura, funcionamento e dinâmica da água nestas condições. Finalmente, embora muitas pesquisas tenham sido desenvolvidas, existe ainda uma grande lacuna para a compreensão dos problemas relacionados ao comportamento da água e migração dos constituintes químicos nas condições diversificadas de clima tropical úmido, árido e semi-árido atuantes no Brasil.



## Exercícios Propostos

1) Os dados de análise química da água de cinco poços, que se situam ao longo do mesmo sentido de fluxo num sistema aquífero são apresentados na Tabela 5.2.1.5. Com base nos resultados apresentados, pergunta-se:

- Quais as principais mudanças nos valores de concentração dos íons ao longo do fluxo?
- Cite os processos químicos associados a estas mudanças e os métodos de interpretação que podem ser usados para avaliar estas informações.
- Que fácies hidroquímica será dominante se a água sofrer mistura com a água do mar?

Poço	T (°C)	pH	mg/L									
			Ca	Mg	Na	K	HCO <sub>3</sub>	SO <sub>4</sub>	Cl	STD		
1	23,8	8	34	5,6	3,2	0,5	124	2,4	4,5	138		
2	26,3	7,6	54	14	6,9	1	253	3,6	8,5	238		
3	26,6	7,7	58	17	6,1	0,7	163	71	9	272		
4	25,4	7,7	66	29	8,3	2	168	155	10	392		
5	26,3	7,4	106	60	21	3,7	206	344	28	726		

**Tabela 5.2.5** - Dados da análise química da água nos poços investigados.

2) Explicar a variação da composição química da água subterrânea ao longo do fluxo que atravessa uma unidade de rochas sedimentares, incluindo calcários (calcita pura), arenitos (com albita – NaAlSi<sub>3</sub>O<sub>8</sub>), gipso (puro), argilitos, e folhelhos ricos em matéria orgânica, disposta de acordo com as três diferentes seqüências sugeridas a seguir. O fluxo da água começa com a infiltração na zona não saturada em equilíbrio com uma específica pressão de CO<sub>2</sub>.

- Solo com matéria orgânica ⇒ calcário ⇒ gipso ⇒ arenito ⇒ argilito ⇒ folhelho
- Solo com matéria orgânica ⇒ arenito ⇒ argilito ⇒ calcário ⇒ gipso ⇒ folhelho
- Solo com matéria orgânica ⇒ gipso ⇒ argilito ⇒ calcário ⇒ arenito ⇒ folhelho

## Referências

- BERNER, E. K.; BERNER R. A. **The global water cycle: geochemistry and environment**. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall, 1987. 397 p.
- APPELO, C. A. J.; POSTMA, D. **Geochemistry, groundwater end pollution**. 2nd ed. Leiden: Balke-ma, 2005. 649 p.
- CARVALHO, I. G. **Fundamentos da geoquímica dos processos exógenos**. Salvador: Bureau Gráfica e Editora, 1995. 239 p.
- CHAPELLE, F. H. **Groundwater microbiology and geochemistry**. New York: John Wiley and Sons, 1993. 424 p.
- COSTA, W. D. Problemática da água subterrânea no Nordeste brasileiro. **Revista Águas Subterrâneas**, São Paulo, v. 1, n. 14, p. 62-88, 1996.
- DOMENICO, P. A.; SCHWARTZ, F. W. **Physical and chemical hydrogeology**. New York: John Wiley and Sons, 1990. 824 p.
- DREVER, J. I. **The geochemistry of natural waters**. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall, 1988. 437 p.
- FETTER, C. W. **Contaminant hydrogeology**. New York: Macmillan Pub. Co., 1993. 458 p.
- FREEZE, R. A.; CHERRY, J. A. **Groundwater**. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall, 1979. 604 p.
- GUERRA, A. M.; NEGRÃO, F. I. Domínios hidrogeológicos do Estado da Bahia. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 9., 1996, Salvador. **Anais...** Salvador : ABAS, 1996. p. 15.
- HEM, J. D. **Study and interpretation of the chemical characteristics of natural water**. 3rd ed. [Reston,VA]: U.S. Geological Survey, 1985. 263 p. (U.S. Geological Survey Water Supply Paper, 2254).
- HOUSLOW, A. W. **Water quality data: analysis and interpretations**. Boca Raton: Lewis Publishers, 1995. 397 p.
- KEHEW, A. E. **Applied chemical hydrogeology**. Upper Saddle River, N.J.: Prentice-Hall, 2001. 368 p.
- MANAHAN, S. E. **Fundamentals of environmental chemistry**. Boca Raton: Lewis Publishers, 1993. 844 p.
- MASON, B.; MOORE, C. B. **Principles of geochemistry**. 4 th ed. New Deli: Wiley Publishers, 1985. 350 p.
- MESTRINHO, S. S. P.; ALBERICH, M. V. E. Aquíferos y unidades hidrogeológicas In: **RECURSOS hídricos: conceptos básicos y estudios de caso en Iberoamérica**. 2. ed. Montevideo: Ed. Piriguazú, 2006. v.1. cap III. 1.
- MESTRINHO, S. S. P. Fundamentos de hidrogeoquímica In: **RECURSOS hídricos: conceptos básicos y estudios de caso en Iberoamérica**. 2. ed. Montevideo : Piriguazú Ed., 2006, v.1. Cap. IV. 3.
- MESTRINHO, S. S. P. Qualidade das águas. In: GONÇALES, V. G. ; GIAMPÁ, C. E. Q. (Ed.) **Águas subterrâneas e poços tubulares profundos**. São Paulo: Signus, 2006. p. 99-136.
- OLIVEIRA, S. P. B.; BATISTA, J. J. Influência do índice de aridez e da litologia nos processos de salinização das águas do Aquífero Fissural na região semi-árida do Nordeste. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 10., 1998, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABAS, 1998. 1 CD-Rom.
- REBOUÇAS, A. C. Metodología de la evaluación de sistemas acuíferos. In: CONGRESSO LATINO AMERICANO DE HIDROLOGIA SUBTERRÂNEA, 2., 1994, Santiago. **Curso pré-congresso**. Santiago: ALHSUD, 1994. 38 p.
- SZIKSZAY, M. Geoquímica das águas. **Boletim IG-USP**: Série didática, São Paulo, n. 5, nov. 1993. 166 p.



## Capítulo 5.3

## CONTAMINAÇÃO DAS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS

João Manoel Filho

## 5.3.1 Introdução

O desenvolvimento industrial acelerado que teve lugar no mundo no último meio século, culminou, como se sabe, com a formação de grandes aglomerações urbanas. A degradação que este processo já causou ao meio ambiente nas últimas três décadas e os males que ainda continua disseminando, estão longe de serem revertidos, a despeito da preocupação manifestada por boa parte da sociedade. Nos países desenvolvidos, as descargas de produtos químicos solúveis, de resíduos industriais de toda sorte, e bem assim de resíduos sólidos e líquidos urbanos, são enormes e crescem a cada dia. Nos países em desenvolvimento, a falta de saneamento e a precariedade dos controles sobre as atividades industriais, também se refletem na degradação do meio ambiente, sobretudo dos recursos de água superficial e subterrânea.

Os problemas de melhoria da qualidade da água superficial exigem a redução dos lançamentos de resíduos nas fontes de poluição conhecidas. Já a proteção dos aquíferos exige a identificação das áreas e dos mecanismos através dos quais os poluentes podem alcançar os sistemas de fluxo subterrâneo. Para tanto, é necessário fazer previsões, as mais confiáveis possíveis, sobre o transporte de contaminantes na água subterrânea.

O objetivo deste capítulo é tratar dos conceitos básicos de contaminação e poluição, descrever o comportamento hidroquímico de contaminantes e apresentar os modelos básicos de transporte de solutos no meio poroso.

## 5.3.2 Fundamentos Básicos

A importância da água para a vida na Terra e para as atividades humanas pode ser avaliada pelas principais funções e usos dessa substância, mostrados a seguir.

**Funções:**

- compõe **70%** do corpo humano;
- é um **ambiente** para a vida aquática;
- é um **elemento vital** para os seres vivos;
- desempenha **funções fisiológicas** (regula a temperatura do corpo e dilui componentes solúveis).

**Usos:**

- regulação de processos biológicos;
- navegação;
- geração de energia elétrica;
- refrigeração de máquinas;
- processos químicos industriais;
- limpeza e transporte de dejetos em geral.

## Conceito de Contaminação e Poluição

Os conceitos e definições apresentados a seguir fazem parte da linguagem dos profissionais da área de Recursos Hídricos e pesquisadores em geral.

**Água subterrânea** - é uma solução diluída de inúmeros elementos e compostos sólidos, líquidos ou gasosos em proporções diversas, provenientes do ar (durante o processo de condensação e precipitação), dos solos e das rochas (nas quais circula ou é armazenada) e do contato com as atividades humanas.

**Poluir** (do latim *polluere* = sujar) - a poluição pode ser definida como uma alteração artificial da qualidade físico-química da água, suficiente para superar os limites ou padrões preestabelecidos para determinado fim. Por exemplo, o aumento da temperatura de uma água, além dos limites tolerados por uma determinada espécie de peixes, representa uma poluição da água para a finalidade a que se destina.

**Poluente** - é toda e qualquer substância que ameaça a saúde, a segurança e o bem-estar (questões econômicas), traz prejuízo para a vida aquática, altera as características de águas receptoras para determinados fins ou modifica normas de qualidade preestabelecidas.

**Água poluída** - o conceito de água poluída depende do ponto de vista do qual se encara o problema, ou seja, uma água pode ser considerada poluída para um determinado fim e não para outro. A seguir, serão apresentados alguns exemplos, mostrando diversas situações onde a água pode ser considerada como poluída.

- **Piscicultura** - para um piscicultor, uma água com temperatura muito elevada para uma determinada espécie de peixe pode ser considerada como poluída, na medida em que compromete a sobrevivência da espécie de seu interesse;
- **Agricultura** - para um agricultor, uma água pode ser considerada poluída, se apresentar um teor excessivo de sódio e/ou uma salinidade elevada o bastante para afetar o desenvolvimento da cultura que estiver desenvolvendo;
- **Ecologia** - uma água cuja qualidade comprometa a vida silvestre, reduzindo o desenvolvimento de uma determinada espécie animal predadora (por exemplo, pássaros que se alimentam de insetos), pode trazer como consequência, a longo prazo, o desenvolvimento acelerado da espécie presa, causando um desequilíbrio ecológico. O desenvolvimento excessivo dos insetos, no caso, poderia afetar as culturas, prejudicando o homem, criando, assim, uma cadeia de consequências e alterando o ambiente natural. A presença de zinco, por exemplo, mesmo em concentrações da ordem 0,02 mg/L, é considerada tóxica para os peixes. O limite recomendado para água potável é de 5 mg/L, admitindo-se como toleráveis concentrações de até 40 mg/L;
- **Engenharia Sanitária** - diz-se que uma água é poluída se ameaçar a saúde pública.

**Água contaminada** - é uma água que possui organismos patogênicos, substâncias tóxicas e/ou radioativas, em teores prejudiciais à saúde do homem. Assim, toda água contaminada é poluída, mas nem toda água poluída (desde que não afete a saúde do homem) é contaminada.

Quanto à distribuição espacial, a poluição (e a contaminação que pode originar) pode ser:

- **Pontual** - quando a fonte está concentrada numa pequena superfície, como por exemplo um poço tubular, ou escavado;
- **Difusa** - quando a fonte de contaminação se estende, mesmo com baixa concentração, sobre uma grande superfície, como é o caso de áreas de irrigação ou áreas urbanas, ou do transporte por via atmosférica;
- **Linear** - quando a fonte de contaminação é um rio ou canal.

Em geral, as contaminações pontuais dão origem a concentrações elevadas, localizadas em plumas que podem permanecer estratificadas em um aquífero. As contaminações difusas tendem a criar uma estratificação regionalizada e os mananciais de superfície e poços produzem uma mistura contaminada e não contaminada, em proporções crescentes com o tempo.

## Origens de Contaminação da Água Subterrânea

As contaminações das águas subterrâneas podem ter origens diversas, sendo atualmente mais comuns aquelas relacionadas diretamente com atividades industriais, domésticas e agrícolas.

**Atividades Industriais** - as indústrias podem produzir contaminação subterrânea através de:

- águas usadas, contendo compostos químicos, metais e/ou com alta temperatura;
- elementos radioativos;
- chorumes (infiltrações através de aterros sanitários, lixões etc);
- acidentes com produtos químicos.

**Atividades Domésticas** - a atividade doméstica pode contaminar a água subterrânea das seguintes maneiras:

- chorumes de aterros sanitários, lixões etc;
- acidentes com rompimentos de fossas sépticas ou de redes de esgotos.

**Atividades Agrícolas** - a agricultura pode contaminar a água subterrânea através de:

- solutos dissolvidos por chuva ou irrigação;
- fertilizantes minerais, naturais etc.;
- sais, herbicidas, pesticidas etc.

## Fontes de Contaminação da Água Subterrânea

De acordo com a classificação estabelecida pelo *Office of Technology Assessment (OTA)* do Congresso dos Estados Unidos, modificada por Fetter (1993), é possível distinguir as seguintes fontes de contaminação:

**(a) Fontes projetadas para recepção de substâncias:**

- fossas sépticas (águas residuais e esgotos domésticos);
- poços de injeção (resíduos perigosos, *run-off* urbano, esgotos municipais);
- aplicações no solo como fertilizantes (lodos de estações de tratamento, esterco de animais em currais, aviários etc.);

Nitrogênio, fósforo e metais pesados podem originar-se dessas fontes e contaminar as águas subterrâneas.

**(b) Fontes projetadas para armazenar, tratar ou receber substâncias:**

- aterros sanitários (lixões urbanos, restos de demolições, lodos de estações de tratamento, materiais tóxicos e resíduos perigosos de fundições ou indústrias);

- valas clandestinas abertas (lixo doméstico queimado, cujas cinzas, diluídas pelas chuvas, podem produzir contaminações da água subterrânea);
- resíduos de mineração;
- vazamentos em tanques de armazenamento (produtos de petróleo, químicos agrícolas e outros).

**(c) Fontes projetadas para reter substâncias durante transporte:**

- vazamentos em oleodutos, gasodutos, esgotos etc;
- acidentes com caminhões e trens condutores de produtos químicos.

**(d) Fontes produtoras de substâncias em virtude de outras atividades:**

- irrigação (percolação do excesso de água de irrigação até o nível freático, levando pesticidas e fertilizantes dissolvidos);
- aplicações de pesticidas para controle de pragas (ervas daninhas, insetos, fungos etc.);
- aplicações de fertilizantes (nitrogênio, fósforo, potássio, dos quais apenas o nitrogênio pode se constituir em contaminante);
- **run-off** urbano (sólidos dissolvidos e em suspensão, oriundos das emissões dos veículos motorizados, resíduos de óleos e graxas, fezes);
- percolação de poluentes atmosféricos (emissões de automóveis, fumaças de indústrias, incinerações etc.). Os poluentes incluem hidrocarbonetos, químicos orgânicos sintéticos, químicos orgânicos naturais, metais pesados, compostos de enxofre e de nitrogênio.

**(e) Fontes que podem atuar como condutoras da água contaminada:**

- poços produtores (óleo, gás, energia geotérmica e água), nos quais os contaminantes podem ser introduzidos durante a perfuração;
- poços mal construídos, com cimentações deficientes, e/ou com revestimentos corroídos, podem constituir-se em vias de contaminação entre aquíferos;
- poços escavados (tipo amazonas), abandonados, podem ser usados como receptores de lixo.

**(f) Fontes naturais cuja descarga é criada pela atividade humana:**

- Interações entre água superficial e subterrânea (indução da água de um rio contaminado em um aquífero);
- Lixiviação natural (minerais dissolvidos de rochas e solos em níveis que podem atingir de 10 a 100 g/L de sólidos totais dissolvidos);
- Intrusão de água do mar em aquíferos costeiros (avanço regional e ascensão do cone de água salgada pela base das estruturas de captação).

## Modos de Contaminação da Água Subterrânea

Nos aquíferos, devido à lenta circulação das águas subterrâneas, capacidade de adsorção dos terrenos e pequeno tamanho dos canalículos, uma contaminação pode levar muito tempo até manifestar-se claramente. O notável poder de depuração dos aquíferos, em relação a muitos contaminantes, e o grande volume de água que armazenam, fazem com que as contaminações extensas se manifestem muito lentamente e as contaminações localizadas somente apareçam depois de algum tempo e, mesmo assim, quando deslocadas para captações em exploração.

Em outras palavras, os aquíferos são muito menos vulneráveis à poluição do que as águas superficiais. Mas, uma vez produzida a contaminação, a recuperação, dependendo do tipo de contaminante, pode levar muitos anos e até mesmo tornar-se economicamente inviável.

De um modo geral, as águas subterrâneas podem sofrer **contaminação direta**, sem diluição, quando o poluente atinge diretamente o aquífero através de poços negros ou poços abandonados e/ou com deficiências construtivas, e **contaminação indireta**, com diluição, quando o poluente atinge o aquífero depois de passar por alterações a partir do ponto de origem. A seguir serão discutidas as formas mais usuais de contaminação da água subterrânea.

### Exposição de Resíduos Sólidos no Solo

As atividades industriais e municipais das grandes cidades produzem diariamente grandes quantidades de resíduos sólidos que são armazenados em aterros ou simplesmente lançados na superfície do terreno. Estimativas feitas por Yen & Scanlon (1975) indicam que uma cidade de 1 milhão de habitantes pode gerar um volume anual capaz de cobrir uma área de 80 ha com profundidade média de 5 m. Embora parte desse volume possa ser reduzida por meio de **reciclagem de materiais** e por **incineração**, o método básico de armazenagem desses resíduos continua sendo os aterros sanitários.

Mantell (1975) apresenta uma discussão sobre o projeto, construção e operação de locais para armazenamento de resíduos. Nos aterros sanitários, o resíduo sólido é reduzido em volume por compactação e, em seguida, coberto com terra. Em condições ideais, os projetos recomendam que o recobrimento do resíduo compactado, com terra, seja feito diariamente, mas na prática isso acontece com menor frequência. O aterro, constituído de uma sucessão de camadas de lixo compactado e terra, pode ser construído na superfície do solo ou em escavações.

Principalmente nas regiões úmidas, o lixo enterrado em aterros sanitários está sujeito a produzir, sob o efeito das percolações dos excessos da água de chuva, um líquido contaminante que se denomina chorume. O STD

(Sólidos Totais Dissolvidos) do chorume além de ser bastante alto, pode ainda conter muitos contaminantes inorgânicos e orgânicos (tabela 5.3.1).

Robertson *et al.* (1974) identificaram mais de 40 compostos orgânicos em águas subterrâneas contaminadas por chorumes oriundos de plásticos e outros materiais sólidos industriais, em um aquífero arenoso nos Estados Unidos. Muitos chorumes contêm substâncias tóxicas provenientes de resíduos industriais líquidos jogados em aterros sanitários. São muitos os exemplos de contaminações de aquíferos por aterros sanitários. Entre eles pode-se destacar os trabalhos de Garland & Mosher (1975), Apgar & Satherthwaite (1975), Mackay *et al.* (1986), Freyberg (1986) e Roberts *et al.* (1986).

Em aterros sanitários ou em lixões situados sobre materiais permeáveis, como por exemplo, areias, cascalhos ou rochas fissuradas, a migração do chorume pode produzir, após algumas décadas, contaminação das águas subterrâneas ao longo de áreas muito maiores do que a ocupada pelos resíduos. Nos Estados Unidos, Kimmel & Braid (1974) mapearam uma pluma de chorume com extensão superior a 3 km

e mais de 50 m de profundidade. Os processos físicos e químicos nem sempre são capazes de produzir uma redução significativa das substâncias tóxicas existentes nas plumas de chorumes.

Em geral, a escolha de locais com características hidrogeológicas ideais para a deposição de lixo urbano ou de resíduos perigosos não é fácil. São, principalmente, problemas estéticos e de custo de transporte que tornam certas áreas impróprias para a construção de aterros sanitários. Por essas e outras razões, é que muitos locais de deposição de lixo são encontrados em terrenos que apresentam no mínimo algumas características hidrogeológicas desfavoráveis.

Já está comprovado que em regiões úmidas, as infiltrações de água de chuva nos aterros sanitários produzem chorume pelo menos durante os primeiros 30 ou 40 anos de sua existência. Sabe-se muito pouco sobre a capacidade de produção de chorume em períodos muito longos (Freeze & Cherry, 1979). Foi observado, por exemplo, que alguns aterros sanitários da época do Império Romano ainda estão produzindo chorume. Por outro lado, a conclusão de muitos pesquisadores é que nos dias de hoje existem pouquíssimas ocorrências de aquíferos contaminados por chorumes. Resta saber, de agora em diante, se essa conclusão será a mesma nos próximos séculos.

Em locais planejados e devidamente operados, os resíduos sólidos podem ser enterrados sem oferecer praticamente nenhum risco para as águas subterrâneas. Antes de mais nada, um estudo hidrogeológico prévio para a escolha do local é essencial. O chorume jamais deve ser deixado escoar sem controle, mas sim coletado e tratado como resíduo líquido (Farvolden & Hughes, 1976). Uma das maneiras preconizadas para garantir que o chorume não vai escapar da área do aterro sanitário é criar um gradiente hidráulico local mediante bombeamento de poços ou construir um dreno. Esses métodos todavia, implicam na necessidade de tratamento do chorume.

Além de chorume, a infiltração de água de chuva em depósitos de resíduos produz vários tipos de gases por decomposição bioquímica de matéria orgânica. Os mais comuns são: dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>), metano (CH<sub>4</sub>), gás sulfídrico (H<sub>2</sub>S), hidrogênio gasoso (H<sub>2</sub>) e nitrogênio gasoso (N<sub>2</sub>). A migração de gases de aterros sanitários, além do perigo representado pela eventual explosão de metano, pode causar danos à vegetação e criar problemas estéticos, além do mau odor. Estudos de casos de migração de gases são descritos por Flower (1976) e Mohsen (1975).

### Lançamentos de Esgotos

Os esgotos são lançados sobre ou abaixo da superfície do solo de várias maneiras. O uso generalizado de fossas sépticas e drenos, não somente contribui para que o esgoto filtrado alcance a superfície do terreno, como se constitui, provavelmente, numa

Parâmetro	Faixa de Variação (mg/L)
K <sup>+</sup>	200 -1.000
Na <sup>+</sup>	200 -1.200
Ca <sup>2+</sup>	100 -3.000
Mg <sup>2+</sup>	100 -1.500
Cl <sup>-</sup>	300 -3.000
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	10 -1.000
Alcalinidade	500 -10.000
Fe (total)	1-1.000
Mn	0,01-100
Cu	< 10
Ni	0,01-1
Zn	0,1-100
Pb	< 5
Hg	< 0,2
NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	0,1-10
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	10 -1.000
Carbono orgânico total dissolvido (COTD)	200 - 30.000
Demanda química de oxigênio (DQO)	1.000 - 90.000
Sólidos totais dissolvidos (STD)	5.000 - 40.000
pH	4 - 8

**Tabela 5.3.1** - Faixas de variação dos teores de substâncias contaminantes dissolvidas no chorume de aterros sanitários (Freeze & Cherry, 1979; Griffin *et al.*, 1976; Leckie *et al.*, 1975).

das principais causas de contaminação da água subterrânea no mundo. Nos países industrializados, a porcentagem de esgotos municipais submetidos a tratamento primário e secundário está aumentando e contribuindo para reduzir a poluição das águas superficiais. Não obstante, esses tratamentos produzem grandes volumes de matéria sólida residual conhecida como **lodo de esgoto**. Em muitas áreas, tanto esse lodo quanto o esgoto líquido, que contêm substâncias nutrientes como nitrogênio e fósforo, além de metais pesados, são lançados na superfície do terreno em zonas florestais e de cultivo. Essas substâncias representam o adubo que estimula o crescimento da vegetação e das culturas agrícolas, tornando férteis até mesmo terras inférteis. Mas, um dos impactos negativos dessa prática é o perigo potencial de degradação da qualidade das águas subterrâneas. Em algumas situações, efluentes de esgotos intensamente tratados são usados na recarga artificial de aquíferos, seja para fins de abastecimento urbano de água, seja para controle da intrusão de água salgada em aquíferos costeiros.

Segundo Freeze & Cherry (1979), uma das mais sérias conseqüências do lançamento de esgotos no solo, através de fossas sépticas, foi a contaminação da água subterrânea por alkyl benzeno sulfonatos (ABS), que são substâncias **não biodegradáveis** e que até meados dos anos 1960 eram os principais componentes dos detergentes de uso doméstico. Vários casos de contaminação de aquíferos freáticos pouco profundos nos Estados Unidos foram descritos por Perlmutter *et al.* (1964).

A partir de 1965, a indústria de detergentes substituiu o ABS pelo LAS (*linear alkyl sulfonato*), que é um composto **biodegradável** em ambiente aeróbico. Daí em diante, os casos de contaminação de poços por detergentes praticamente desapareceram, o que foi até certo ponto considerado surpreendente, porque muitos sistemas sépticos drenam para ambientes anaeróbicos de água subterrânea, nos quais os efeitos da biodegradação provavelmente são mínimos. O LAS pode sofrer retardamento por adsorção.

Um outro contaminante oriundo de sistemas sépticos e presente na água subterrânea é o **nitrato**, considerado como um dos mais freqüentes. Geralmente é transportado com a água subterrânea e não sofre completa redução bioquímica para nitrogênio gasoso ( $N_2$ ).

Outro problema associado com o lançamento de esgotos, tratados ou não, na superfície do terreno ou à pequena profundidade, é o de saber a que **distância** e a que **velocidade** bactérias patogênicas e vírus podem se mover em sistemas de fluxo subterrâneo. Esse problema é também crucial na delimitação de áreas de proteção de poços que exploram água subterrânea para abastecimento humano nas proximidades de rios contaminados. Quando as bactérias são transportadas com a água subterrânea no meio poroso, elas são

removidas por filtração e adsorção, de maneira que o seu avanço é muito retardado em relação à velocidade do fluxo advectivo. Em areias médias ou em materiais mais finos, organismos patogênicos e coliformes somente conseguem penetrar alguns metros (Krone *et al.*, 1958). Estudos de campo, todavia, mostraram que em aquíferos heterogêneos de areia ou cascalho, bactérias oriundas de esgotos podem ser transportadas por dezenas ou centenas de metros na água subterrânea (Krone *et al.*, 1957; Wesner & Baier, 1970).

Os vírus são partículas orgânicas muito pequenas (0,07 - 0,7  $\mu$ m) e relativamente imóveis em materiais geológicos granulares (Drewry & Eliassen, 1968; Robeck, 1969; Gerba *et al.*, 1975; Lance *et al.*, 1977). Em depósitos granulares muito permeáveis, a adsorção é um mecanismo de retardamento mais importante do que a filtração. Em campo, o comportamento dos vírus em aquíferos é pouco compreendido por conta das dificuldades de amostragem e identificação dos mesmos.

Ao contrário do que acontece nos meios porosos granulares, onde vírus e bactérias de esgotos penetram pequenas distâncias quando transportadas pela água subterrânea, nos meios fraturados as distâncias alcançadas podem ser bastante grandes. Isto porque esses microorganismos podem viver por muitos dias ou, até mesmo, por meses abaixo do nível freático. Como nas fraturas a velocidade da água subterrânea pode ser bem elevada, o tempo é suficiente para produzir distâncias de transporte de vários quilômetros.

### Atividades Agrícolas

O uso de fertilizantes e pesticidas nas atividades agrícolas é responsável pela degradação da qualidade da água subterrânea em muitas áreas de cultivo intenso. Nos países industrializados, é mais freqüente o uso de fertilizantes inorgânicos, quimicamente manufaturados, enquanto que nos países em desenvolvimento, geralmente empregam-se dejetos humanos ou de animais como fertilizantes orgânicos.

Os três principais nutrientes exigidos pelas culturas são: nitrogênio (N), potássio (K) e fósforo (P). As quantidades anuais aplicadas desses elementos variam muito de um lugar para outro, de acordo com as colheitas. Para o nitrogênio, as aplicações variam na faixa de 100 a 500 kg/ha.ano (Freeze & Cherry, 1979). Como os fertilizantes são usados todos os anos, é de se esperar que em muitas áreas os excessos se infiltrem e alcancem o nível freático contaminando os aquíferos.

Dentre os fertilizantes, o principal contaminante é o nitrogênio (N) na forma de nitrato ( $NO_3^-$ ). O nitrato move-se com a água subterrânea e pode atingir extensas áreas. Concentrações superiores aos limites permissíveis para água potável são encontradas em muitas regiões agrícolas do mundo, como, por exemplo, na Inglaterra (Foster & Crease, 1972), Alemanha (Groba & Hahn, 1972) e Estados Unidos (Ayers & Branson, 1973; Spalding *et al.*, 1978; Hill, 1982; Flipse *et al.*, 1984). Em áreas onde existem componentes verticais de

fluxo, a contaminação por nitrato pode atingir grandes profundidades. Por exemplo, a presença de nitratos em poços profundos (240 a 400 m) na Califórnia, aumentou aproximadamente de 1 mg/L em 1950, para uma faixa de 10 - 17 mg/L em 1962 (Broadbent, 1971).

### Derramamento e Vazamento de Petróleo

Nos países industrializados e, sobretudo, nas grandes cidades, existem centenas de milhares de tanques de aço enterrados, armazenando derivados de hidrocarbonetos em postos de gasolina. Produtos de petróleo são transportados ao longo de milhares de quilômetros de oleodutos subterrâneos através dos continentes. Caminhões tanques, transportando óleo e gasolina, estão permanentemente circulando. Não é de admirar, portanto, que essas fontes estejam quase sempre produzindo vazamentos e/ou derramamentos e ameaçando deteriorar a qualidade das águas subterrâneas. Em muitos países, são comuns os problemas de vazamento de combustíveis através de tanques muito velhos. Esses vazamentos tendem a contaminar as águas subterrâneas quando os níveis freáticos são muito altos e as infiltrações de água de chuva são freqüentes.

A contaminação por produtos de petróleo, seja a partir de vazamento de tanques, de oleodutos ou de derramamentos na superfície do terreno, é um tipo de poluição muito diferente daquela produzida por outros produtos. A principal diferença é que óleo e gasolina são menos densos do que a água e imiscíveis nela. Por isso, óleo ou gasolina oriundos de vazamentos ou derramamentos, só migram na zona não saturada. Tratam do assunto Schwille (1967), Van Dam (1967), Dietz (1971), Egberg & Sunada (1984) e Abdul (1988).

A zona não saturada tem o seu espaço vazio ocupado por água e ar. Um derramamento de óleo (ou derivado de petróleo) na superfície do solo, gera uma terceira fase fluida que, sob o efeito da força gravitacional e de forças capilares, vai competir pelo espaço poroso disponível. Por exemplo, para água, ar e óleo, vão existir permeabilidades não saturadas  $k_w$ ,  $k_a$  e  $k_o$ , respectivamente, chamadas de **permeabilidades efetivas** dos respectivos fluidos. Como a área da seção transversal do espaço poroso disponível para cada fluido é menor do que a área total de vazios, introduz-se o conceito de **permeabilidade relativa**, definido, para cada fluido, como a relação entre a permeabilidade efetiva e a permeabilidade total (ou intrínseca) da rocha. A permeabilidade efetiva de cada uma das fases é função do grau de saturação.

Na superfície de contato entre um líquido e uma outra substância (por exemplo, um outro líquido imiscível, um gás ou um sólido), existe uma energia interfacial livre, denominada **tensão interfacial**, entre as duas fases. Essa energia resulta da diferença no grau de atração das moléculas de uma substância em relação à outra. A tensão interfacial  $\sigma_{ik}$ , para duas substâncias, *i* e *k*, resulta da diferença no grau de atração (na superfície de contato) das moléculas  $m_i$ ,

em comparação com o grau de atração das moléculas  $m_k$ . Essa tensão (dinas/cm) é definida como o trabalho necessário para separar por unidade de área, uma substância da outra.

A figura 5.3.1 mostra a tensão interfacial entre dois líquidos, **G** e **L**, e uma superfície sólida. O ângulo  $\theta$ , formado pela interface entre os dois líquidos e a superfície sólida, medido no líquido mais denso, é chamado **ângulo de contato**, que é dado pela equação (5.3.1). Essa equação relaciona o ângulo de contato com as tensões interfaciais para as três interfaces: líquido G/sólido, líquido L/sólido e líquido G/líquido L.

$$\cos(\theta) = \frac{\sigma_{SG} - \sigma_{SL}}{\sigma_{GL}} \quad (5.3.1)$$

Em geral, um ou outro fluido espalha-se e adere à superfície do sólido, isto é, molha o sólido. Este é o chamado conceito de **molhabilidade**. Se  $\theta > 90^\circ$  o líquido **L** preferencialmente molha a superfície. Se  $\theta < 90^\circ$ , o líquido **G** preferencialmente molha a superfície sólida. Ou seja, se temos dois líquidos competindo por uma superfície, um domina e adere à superfície sólida. Em sistemas óleo-água, a água tende preferencialmente a molhar a superfície sólida. Todavia, se a superfície é seca e fica inicialmente molhada pelo óleo, então o óleo é o líquido que molha o sistema. Um carro que foi encerado é um exemplo de uma superfície "molhada pelo óleo". Sobre ela a água forma bolhas isoladas que não conseguem se espalhar como fazem sobre a superfície de um carro não encerado.

Pode-se concluir, então, que a zona não saturada pode ser molhada pelo óleo, se o solo é seco, ou pela água, se o solo é úmido. Para graus de saturação muito baixos, a água forma anéis pendulares ao longo dos pontos de contato entre os grãos, com um filme muito fino de água aderindo à superfície restante dos grãos. A água não se move, mas, mesmo assim o sistema é molhado pela água.

Quando ocorre um espalhamento de óleo (ou derivado, como a gasolina por exemplo) na superfície do solo, se o terreno estiver seco, produz-se uma zona

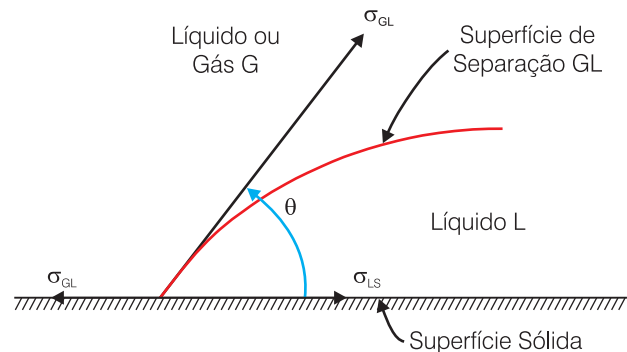


Figura 5.3.1 - Representação esquemática da distribuição de tensão interfacial entre dois líquidos e uma superfície sólida.



molhada pelo óleo. No primeiro estágio da migração, o movimento do óleo é vertical, sob a influência da gravidade, e apresenta alguma migração lateral condicionada por forças capilares. O movimento descendente do óleo cessa quando o mesmo atinge à zona saturada. Ocorre, então, uma considerável migração lateral dentro da zona capilar e proximidades da superfície freática. Como o óleo é imiscível na água e menos denso que ela, ele pode deprimir a superfície freática, mas não penetra na zona saturada. Teoricamente, a estabilidade acontece quando a migração lateral por forças capilares torna-se muito lenta e ocorre uma condição chamada de **saturação residual de óleo**.

Quando o derrame ou vazamento de óleo é um pequeno volume em relação à superfície disponível para contato, à medida que o óleo se move através da zona não saturada, a zona de migração de óleo pode atingir a saturação residual e permanecer imóvel antes de penetrar até a superfície freática. O volume  $V$ , de meio poroso necessário para imobilizar um dado volume  $V_o$ , de óleo, depende de dois fatores: porosidade ( $\eta$ ) do meio e tipo de hidrocarboneto que constitui o óleo, conforme indica a equação (5.3.2) (Freeze & Cherry, 1979).

$$V = \frac{V_o}{\eta S_o} \quad (5.3.2)$$

sendo  $S_o$  a saturação residual do óleo.

Na prática, sob condições de campo, não é possível obter os dados necessários para avaliar a distribuição das permeabilidades relativas e, por isso, fica difícil efetuar quantificações. Modelos de laboratório (Schwille, 1967), comprovaram que pequenas diferenças nas permeabilidades, lateral ou vertical, podem produzir grandes distorções na forma da zona de migração de óleo.

Os derrames acidentais e os vazamentos de produtos de petróleo na superfície da Terra, geralmente, não envolvem grandes volumes de fluido e, além disso, a migração é limitada pela saturação residual de óleo. Essas características podem levar a pensar que esses produtos não representam uma séria ameaça à qualidade das águas subterrâneas. Isso não é verdade. O óleo cru e seus derivados são constituídos de hidrocarbonetos de alta solubilidade na água. A gasolina, por exemplo, tem solubilidade de 20 a 80 mg/L. Pode ser detectada pelo gosto e odor em concentrações inferiores a 0,005 mg/L (Ineson & Packham, 1967).

### Lançamento de Resíduos Radioativos

Temida por muitos como uma ameaça para o futuro da espécie humana e por outros considerada como uma solução para os problemas de energia do planeta, a geração nuclear de eletricidade deu lugar a controvérsias em todo o mundo. Atualmente existem muitas incertezas sobre as atividades de geração de energia nuclear. Uma delas é sobre a capacidade do

homem isolar com segurança os resíduos radioativos da biosfera por longos períodos de tempo.

O chamado **ciclo do combustível nuclear** envolve todos os estágios da indústria nuclear, nos quais são gerados resíduos radioativos. Esses estágios incluem a mineração, trituração, refinamento e enriquecimento de urânio, fabricação de combustível, consumo de combustível em reatores, reprocessamento de combustível, solidificação de resíduos e armazenagem de resíduos em repositórios geológicos profundos. Um subproduto indesejável dessas atividades é a produção de grandes volumes (centenas de milhões de m<sup>3</sup>/ano nos Estados Unidos) de rejeitos de mineração, que ficam acumulados na superfície do solo ou preenchendo depressões topográficas confinadas por diques de terra. Como esses rejeitos contêm isótopos de urânio, tório e rádio, os rejeitos de mineração são considerados de baixo nível radioativo. O rádio 226 (<sup>226</sup>Ra), com uma meia-vida de 1.620 anos é o elemento que apresenta o maior perigo ambiental. A sua concentração máxima permitida na água potável é de 3 picos Currie por litro (3 pCi/L), equivalente a 10<sup>-9</sup> mg/L.

A refinação do urânio gera pequenas quantidades de resíduos sólidos ou semisólidos de baixo nível radioativo, que geralmente contêm <sup>226</sup>Ra, <sup>230</sup>Th e <sup>238</sup>U em concentrações pequenas, mas significativas. Esses rejeitos são enterrados próximo às refinarias, em pouca profundidade. Na refinaria de Port Hope, Ontário, depois de mais de 20 anos de enterrado, um rejeito ainda produzia churume contendo <sup>226</sup>Ra, além de outros contaminantes não radioativos.

A operação de reatores nucleares para produção de energia, de armas ou para pesquisa, gera resíduos de baixo nível radioativo na forma de equipamentos descartados ou de refugos ligeiramente radioativos oriundos da descontaminação de locais de trabalho. Os rejeitos de reatores contêm diversas espécies de núclídeos com meias-vidas variando de segundos até dezenas de anos ou mais. Dentre esses, o cézio 137 (<sup>137</sup>Cs), o estrôncio 90 (<sup>90</sup>Sr) e o cobalto 60 (<sup>60</sup>Co), com meias-vidas de 28, 33 e 6 anos respectivamente, são os mais perigosos para o ambiente. Rejeitos com esses núclídeos precisam de centenas de anos para decair até níveis muito baixos de radioatividade (Freeze & Cherry, 1979).

Esses resíduos radioativos enterrados em pequena profundidade podem ser considerados como uma fonte potencial de contaminação das águas subterrâneas e de outros ambientes. Para evitar problemas de migração de resíduos nucleares enterrados, os pesquisadores recomendam que os repositórios fiquem situados em ambientes hidrogeológicos capazes de garantir isolamento a longo prazo. O local precisa:

- ter estabilidade geomorfológica e estrutural;
- estar isolado de superfícies rochosas fraturadas e de zonas em que o regime de fluxo subterrâneo seja complexo demais para permitir uma avaliação confiável do fluxo (ou seja, o local deve apresentar um padrão hidrogeológico simples);

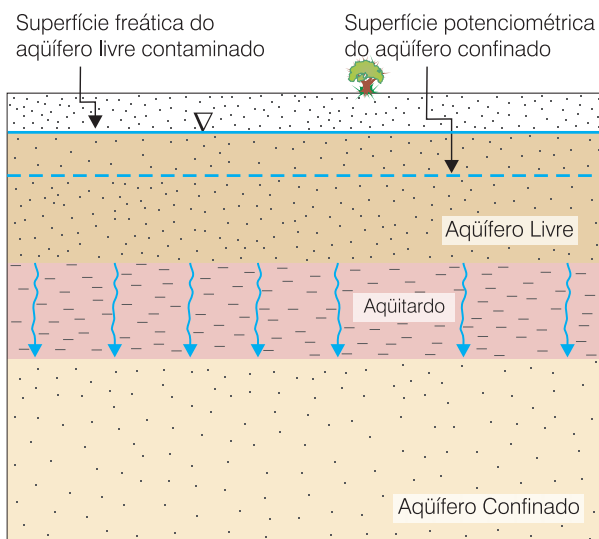
- não apresentar linhas de fluxo subterrâneo que conduzam diretamente à biosfera ou a zonas de exploração de água potável;
- reunir condições favoráveis de baixa velocidade da água subterrânea e de retardamento químico;
- ter um nível freático profundo o bastante para que o rejeito possa ser enterrado na zona não saturada.

Estas condições são consideradas como ideais e a experiência revela que nem sempre são fáceis de serem reunidas em um mesmo local.

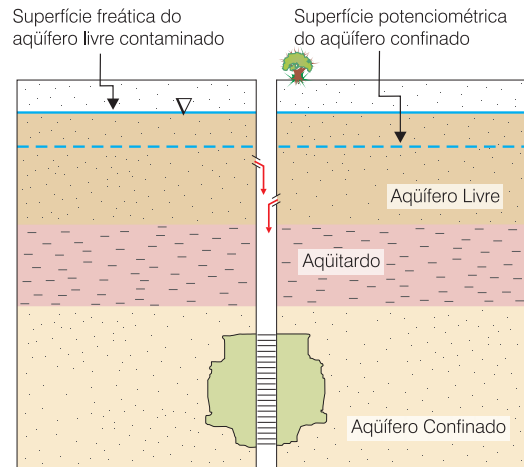
### Exemplos de Contaminações Indiretas de Aquíferos e Poços

São apresentados a seguir alguns possíveis modelos de contaminação da água subterrânea:

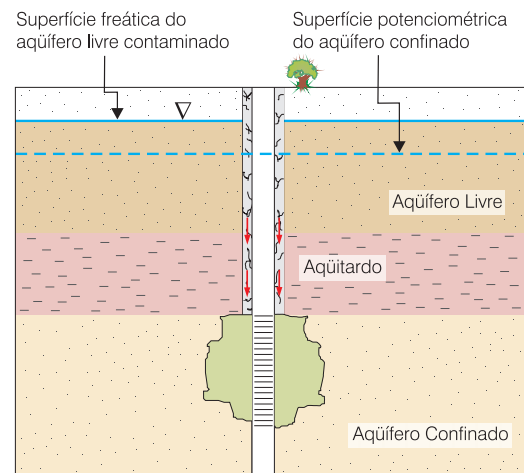
- filtração vertical descendente, através de uma camada semipermeável, de água contaminada de um aquífero livre superior de maior carga potenciométrica (figura 5.3.2);
- contaminação produzida por deficiência construtiva em poços ou por efeitos de corrosão no revestimento (5.3.3, 5.3.4 e 5.3.5);
- intrusão de água salgada por ascensão de cone salino em poços produtores (figura 5.3.6);
- infiltrações através da zona não saturada a partir de fossas sépticas ou a partir de irrigações praticadas com águas residuais (figura 5.3.7);
- infiltrações através da zona não saturada a partir de águas de chuvas penetrantes em depósitos de lixo, ou em depósitos de rejeitos de exploração mineral (figura 5.3.8).



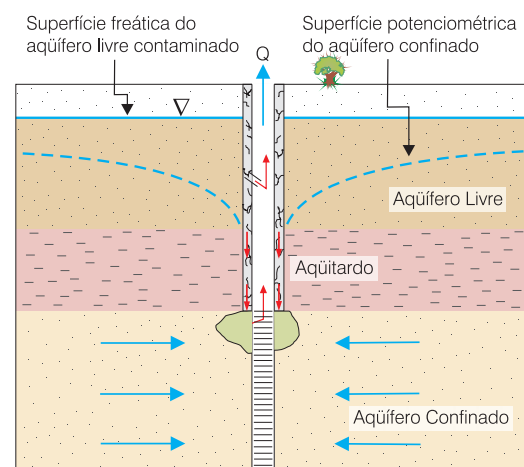
**Figura 5.3.2** - Lento processo de contaminação de um aquífero confinado drenante profundo, por filtração vertical descendente de água contaminada de um aquífero freático de maior carga potenciométrica.



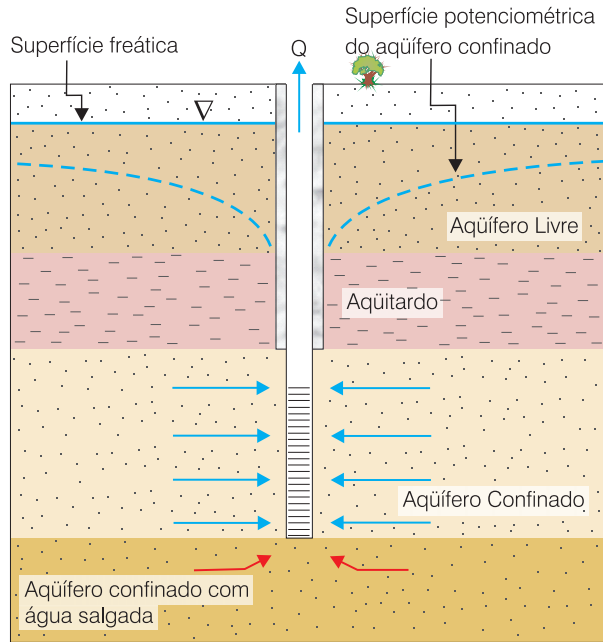
**Figura 5.3.3** - Freático contaminado (de maior carga) poluindo um aquífero confinado profundo, através de um poço abandonado com rupturas no revestimento na zona contaminada.



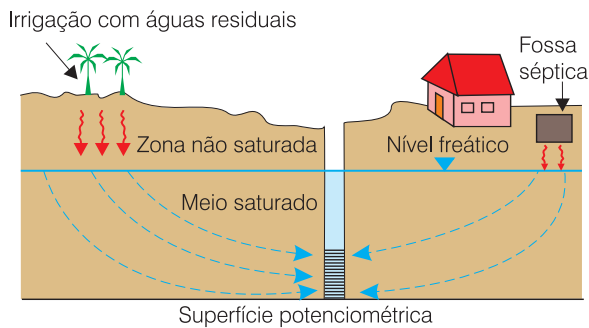
**Figura 5.3.4** - Freático contaminado (de maior carga) poluindo um aquífero confinado profundo, através de um poço com defeito de cimentação, permitindo filtração vertical descendente pelo espaço anelar.



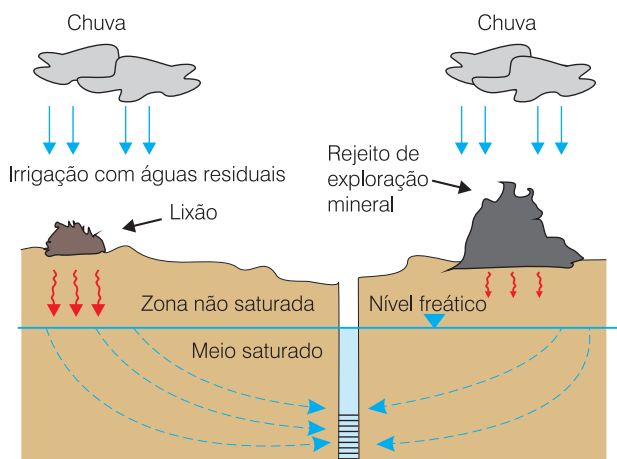
**Figura 5.3.5** - Freático contaminado (de maior carga) poluindo a água bombeada de um aquífero confinado profundo através de um poço com rupturas no revestimento, que permitem a entrada direta de água contaminada e com defeito de cimentação, que permite filtração vertical descendente de água contaminada pelo espaço anelar e entrada na captação pelos filtros.



**Figura 5.3.6** - Poço sobre um aquífero com água salgada, que se contamina por ascensão do cone salino.



**Figura 5.3.7** - Contaminação de um poço em um aquífero livre, por uma fossa séptica e por infiltrações a partir de uma área irrigada com águas residuais.



**Figura 5.3.8** - Contaminação de um aquífero freático e de um poço, por infiltrações de águas de chuva sobre um lixão e sobre um depósito de rejeitos de mineração.

## Principais Tipos de Contaminantes

Os principais tipos de contaminantes da água subterrânea podem ser classificados em: inorgânicos, orgânicos e biológicos.

**Contaminantes Inorgânicos** - nitrogênio agrícola, radionuclídeos (produtos radioativos), nitritos e nitratos e metais pesados (mercúrio, cádmio, chumbo etc).

**Contaminantes Orgânicos** - pesticidas, pesticidas agriquímicos, aditivos de gasolina e produtos de petróleo conhecidos como BTEX (benzeno, tolueno, eteno, xileno).

**Contaminantes Biológicos** - bactérias e vírus.

### 5.3.3 Comportamento Hidroquímico de Contaminantes

São inúmeros os processos hidroquímicos que afetam as substâncias contaminantes das águas subterrâneas. Aqui, todavia, com base em Freeze & Cherry (1979), serão abordados apenas alguns dos mais importantes desses processos, ou seja, aqueles associados com o nitrogênio e com certos grupos de substâncias metálicas, não metálicas e orgânicas.

#### Nitrogênio

O nitrogênio dissolvido na forma de íon nitrato ( $\text{NO}_3^-$ ) é o contaminante mais comum encontrado na água subterrânea. A sua presença em concentrações excessivas é cada dia maior e está se ampliando e ameaçando muitos sistemas aquíferos em muitas partes do mundo. Isto é consequência das atividades agrícolas e do lançamento indiscriminado de esgotos sobre e abaixo da superfície do solo. Além da forma iônica de nitrato, que é a principal, o nitrogênio também ocorre na forma de amônio ( $\text{NH}_4^+$ ), amônia ( $\text{NH}_3$ ), nitrito ( $\text{NO}_2^-$ ), nitrogênio gasoso ( $\text{N}_2$ ), óxido nitroso ( $\text{N}_2\text{O}$ ) e nitrogênio orgânico (N), ou seja, aquele existente nas substâncias orgânicas.

Fertilizantes minerais, esgotos e resíduos de plantas encontrados na superfície do solo, no próprio solo ou em zonas pouco profundas do subsolo, são as principais fontes diretas do nitrato presente nas águas subterrâneas. O nitrato também pode ser gerado por fontes indiretas, isto é, por conversão do nitrogênio orgânico (N) através de dois processos:

- amonificação, pelo qual o N é convertido em amônio ( $\text{NH}_4^+$ ); e
- nitrificação, pelo qual o amônio ( $\text{NH}_4^+$ ) é transformado em nitrito ( $\text{NO}_2^-$ ) e daí em nitrato ( $\text{NO}_3^-$ ).

Devido à sua forma aniônica, o  $\text{NO}_3^-$  move-se na água subterrânea praticamente sem retardamento, motivo pelo qual pode ser considerado como a

forma estável do nitrogênio dissolvido. Isto acontece, principalmente, em ambientes fortemente oxidantes, como é o caso das águas subterrâneas muito pouco profundas, em sedimentos de alta permeabilidade ou em rochas fraturadas, que possuem altos teores de oxigênio gasoso (O<sub>2</sub>) dissolvido.

Existem duas formas isotópicas do nitrogênio: <sup>14</sup>N e <sup>15</sup>N, das quais o <sup>14</sup>N é o mais abundante na atmosfera. A abundância relativa do <sup>15</sup>N, isto é, a razão isotópica <sup>15</sup>N/<sup>14</sup>N, em nitrato, pode ser utilizada para distinguir o nitrato proveniente de dejetos humanos e animais do nitrato oriundo de fertilizantes minerais (Flipse *et al.*, 1984). A razão isotópica <sup>15</sup>N/<sup>14</sup>N é expressa geralmente em relação a um padrão como um valor δ<sup>15</sup>N, em partes por mil, definido por:

$$\delta^{15}\text{N}(\text{‰}) = \frac{(\text{^{15}N / ^{14}N})_{\text{amostra}} - (\text{^{15}N / ^{14}N})_{\text{padrao}}}{(\text{^{15}N / ^{14}N})_{\text{padrao}}} \times 1.000 \quad (5.3.3)$$

O padrão para o nitrogênio é a composição da atmosfera. Se o valor de δ<sup>15</sup>N é positivo, então o nitrato da amostra sofreu um enriquecimento de <sup>15</sup>N em relação ao padrão atmosférico. Tipicamente, o nitrato oriundo de dejetos humanos e de animais apresenta um δ<sup>15</sup>N de +10 ‰ acima do padrão.

### Traços de Metais

A presença de metais na água subterrânea apresenta especial interesse, sobretudo para aqueles elementos cujos limites máximos permissíveis são fixados pelos padrões de água potável. Dentre estes, encontra-se prata, cádmio, cromo, cobre, mercúrio, ferro, manganês e zinco. Com exceção do ferro, todos esses metais, quando ocorrem em águas subterrâneas naturais e não contaminadas, apresentam concentrações muito baixas, inferiores a 1 mg/L.

A química ambiental dos traços de metais é complexa, sendo muito difícil prever o comportamento do transporte desses elementos nos sistemas de água subterrânea. Em muitos ambientes subterrâneos, fenômenos de adsorção e reações químicas de precipitação são responsáveis por uma movimentação muito lenta dos metais em relação à velocidade da água subterrânea. Não surpreende, portanto, que os casos de contaminação por traços de metais sejam relativamente raros (Kaufman, 1974). Mas, nos casos em que realmente ocorre uma contaminação por traços de metais, as conseqüências podem ser sérias (Freeze & Cherry, 1979).

### Traços de Não-Metais

Dentre os elementos não metálicos conhecidos, apenas alguns receberam maior atenção nos estudos de água subterrânea. É o caso do carbono, cloro, enxofre, nitrogênio, flúor, selênio, arsênio, fósforo e boro.

As formas dissolvidas de carbono (HCO<sub>3</sub><sup>-</sup>, CO<sub>3</sub><sup>2-</sup>, CO<sub>2</sub>, H<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>), de cloreto (Cl<sup>-</sup>) e de enxofre (SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>, HS<sup>-</sup>, H<sub>2</sub>S) estão presentes em teores elevados em muitas águas subterrâneas naturais e contaminadas. Dos elementos não metálicos citados serão aqui considerados, pela sua importância como contaminantes ou como constituintes tóxicos naturais: arsênio, flúor, selênio e fósforo.

O arsênio é um elemento venenoso, liberado para o ambiente pela queima de carvão e pela fundição de minérios. No passado era usado na composição de inseticidas e como um dos ingredientes da composição de fluidos usados no embalsamamento de corpos. Tem alguns usos industriais modernos. Ocorre em estados de valência +5, +3, +1, 0, -3. Todavia, os estados importantes de arsênio dissolvido na água são o arsenato H<sub>n</sub>AsO<sub>4</sub><sup>3-n</sup>, com um estado de valência de +5 e o arsenito H<sub>n</sub>AsO<sub>3</sub><sup>2-n</sup>, com um estado de valência de +3. Os compostos sintéticos orgânicos substituíram o arsênio em muitos dos seus usos. Mas, devido ao seu uso no passado, à sua presença em resíduos de processamento de minérios e às contribuições de fontes naturais, o arsênio ainda é um elemento de interesse em termos de qualidade ambiental.

O selênio e o flúor apresentam interesse devido aos limites permissíveis estabelecidos para a água potável. Esse interesse manifesta-se muito mais pelas contribuições oriundas de fontes naturais, que podem ocorrer em níveis tóxicos, do que de fontes produzidas pelo homem. O selênio pode existir em estados de oxidação +6, +4 e -2, e em concentrações significativas em rochas tais como xistos, carvão, minérios de urânio e em alguns solos (Lewis, 1976). Em forma dissolvida na água subterrânea, o selênio está presente, sobretudo, como íons, SeO<sub>3</sub><sup>2-</sup> e SeO<sub>4</sub><sup>4-</sup>. As concentrações de selênio dissolvido na água subterrânea podem ser controladas por adsorção, por exemplo em partículas coloidais de óxido de ferro hidratado (Moran, 1976). O flúor, devido aos seus efeitos benéficos para a saúde dos dentes, é adicionado à água de abastecimento público em muitas cidades. Por isso, sempre recebeu muita atenção. É um constituinte natural da água subterrânea em concentrações que variam de menos de 0,1 mg/L até cerca de 10 a 20 mg/L. Os limites máximos permitidos para a água potável variam de 1,2 a 2,4 mg/L, dependendo da temperatura da região.

O fósforo não apresenta risco para a saúde quando ocorre na água potável. Todavia, tem importante significado ambiental, porque a sua presença em corpos de água superficial, mesmo em pequenas quantidades, produz um crescimento acelerado de algas e da vegetação aquática, ou seja, produz uma eutrofização do sistema aquático. Por isso, o fósforo é considerado como um poluente quando atinge lagos, represas e rios. A sua ocorrência nas águas subterrâneas é importante em situações onde existem conexões dos aquíferos com as águas superficiais. O uso extensivo de fertilizantes e o lançamento de esgotos no solo contribuem para aumentar o risco da presença de fósforo nas águas de superfície.

## Substâncias Orgânicas

As substâncias orgânicas de origem natural, como por exemplo os ácidos húmicos e fúlvicos, não apresentam problema do ponto de vista da qualidade da água. As que realmente preocupam são as substâncias orgânicas produzidas pelo homem, que segundo Giger & Roberts (1977) seriam da ordem de 2 milhões em 1977 e esse número crescia a uma taxa da ordem de 250.000 novas formulações por ano, das quais 300 a 500 atingiriam produção comercial.

Muitas dessas substâncias não são biodegradáveis e muitas outras não podem ser removidas em estações de tratamento de esgoto. Esses compostos orgânicos atingem a superfície dos solos através do uso de pesticidas, do lançamento de esgotos na superfície do terreno e, ainda, através dos aterros sanitários, dos contêineres enterrados com produtos orgânicos, dos derrames acidentais durante o transporte e outras vias.

Felizmente, nos meios porosos existem vários mecanismos que tendem a evitar ou retardar a migração de muitas substâncias orgânicas da superfície do solo ou do interior do próprio solo para zonas mais profundas do subsolo. Esses mecanismos incluem precipitação química, degradação química, volatilização, degradação biológica, consumo biológico e adsorção.

Em termos de contaminação ambiental, as substâncias que mais preocupam são as não degradáveis por bactérias, seja no solo ou nas estações de tratamento de esgotos. Tais substâncias constituem compostos refratários. As substâncias mais perigosas para a qualidade das águas subterrâneas são as relativamente solúveis, não voláteis e refratárias. O principal mecanismo de depuração de muitas dessas componentes é a adsorção, que pode evitar a penetração dos mesmos até os sistemas aquíferos.

O esqueleto sólido dos materiais do solo e subsolo, representado por constituintes minerais e amorfos, orgânicos e inorgânicos, fornece as superfícies para a adsorção dos compostos orgânicos. Infelizmente, só existem isotermas de adsorção (item 6.3.4) para um número muito pequeno dos produtos químicos orgânicos que estão invadindo a biosfera. Essas isotermas relacionam-se com uns poucos materiais geológicos permeáveis e ainda assim numa faixa muito restrita de condições hidroquímicas. Daí porque fica difícil estabelecer conclusões gerais quanto à magnitude do risco potencial que resulta do uso crescente de compostos orgânicos, para os recursos hídricos.

### 5.3.4 Transporte de Massa

Refere-se ao transporte de um soluto, isto é, da massa de uma substância que se move com a água nos interstícios do meio poroso. Os mecanismos que atuam no transporte de um poluente em um meio poroso são:

- os fluxos advectivo, dispersivo e difusivo;
- interações sólido-soluto;
- reações químicas;
- fenômenos de decaimento.

Todos podem ser encarados como fenômenos tipo fonte-sumidouro para o soluto.

## Dispersão Hidrodinâmica

Seja uma massa de soluto centrada em um ponto de um domínio de fluxo em um meio poroso saturado. O referido soluto, também chamado traçador, pode ser caracterizado por sua densidade  $\rho$ , concentração  $C$  ou qualquer outra propriedade, como cor ou condutividade elétrica. Sabendo que a água subterrânea se move com velocidade média  $v$ , façamos algumas experiências.

**1ª experiência (dispersão longitudinal)** - seja  $S$ , uma superfície de separação abrupta da água em um aquífero contendo, de um lado, um soluto com uma concentração  $C = 1$  e do outro, uma concentração  $C = 0$  de um dado soluto (figura 5.3.9).

Na base apenas da lei de Darcy, essa frente abrupta, movendo-se com velocidade média  $v$ , percorreria um espaço  $L = v \cdot \Delta t$  após um intervalo de tempo  $\Delta t$ . Na realidade, se após esse intervalo de tempo a concentração for medida em alguns pontos, verifica-se que a frente abrupta simplesmente não existe, havendo em seu lugar uma zona de variação progressiva da concentração entre os valores 1 e 0 (figura 5.3.9). A experiência mostra, ainda, que a largura da zona de transição entre esses valores extremos da concentração, tende a ampliar-se com o tempo.

**2ª experiência (dispersão hidrodinâmica)** - consideremos uma injeção de água contendo um traçador, em um poço localizado em um ponto  $x=0$  de um aquífero, em um instante  $t=0$ . Usando a velocidade média da lei de Darcy, poder-se-ia esperar que as partículas do traçador se movessem como um volume de forma fixa, alcançando a distância  $L=v \cdot \Delta t$  após o tempo  $\Delta t$ . Mais uma vez, a observação

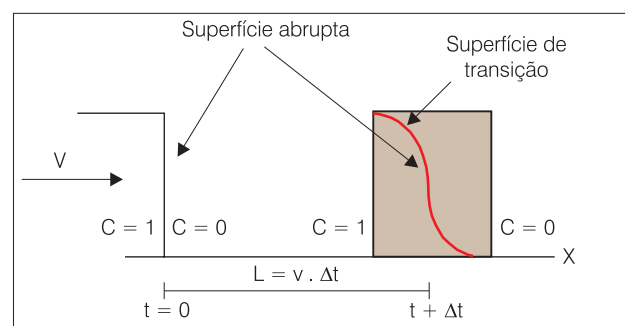


Figura 5.3.9 - Espalhamento ou dispersão longitudinal de uma frente de soluto inicialmente abrupta.

vai demonstrar que isso não ocorre e o traçador espalha-se na direção do fluxo e na direção normal ao mesmo, ocupando uma área em forma de elipse. Essa área tende a crescer com o tempo no plano horizontal e as curvas de igual concentração têm a forma de elipses confocais (figura 5.3.10). Esse fenômeno de espalhamento do traçador no meio fluido é chamado **dispersão hidrodinâmica**.

**3ª experiência** - considerando o fluxo estacionário de água em uma coluna cilíndrica de areia homogênea saturada (figura 5.3.11a). Inicialmente injeta-se, num instante  $t = 0$ , um traçador não reativo (por ex. água com uma concentração  $C_0$  de NaCl não muito alta para que a densidade não altere o padrão de fluxo). Medindo-se a variação de concentração do sal com o tempo,  $C = C(t)$ , na base da coluna, pode-se construir a chamada **curva de passagem** (figura 5.3.11), representando a relação entre a concentração relativa do traçador e o tempo.

A curva de passagem supõe que o traçador se move através da coluna sem dispersão hidrodinâmica, como um pistão, e sai da coluna como uma função degrau (isso é o que mostra a linha vertical na figura 5.3.11b).

Na realidade, porém, ocorre uma dispersão hidrodinâmica e a curva de passagem espalha-se, fazendo com que o traçador apareça na base da coluna (no tempo  $t'$ ) antes da chegada da água que se move à velocidade média  $v$ . A dispersão faz com que algumas moléculas do traçador se movam mais depressa e outras mais lentamente, em relação à velocidade média da água. No instante  $t''$ , a curva de passagem encontra-se no ponto médio da curva em forma de **S**.

A dispersão produzida pelas variações de velocidade que ocorrem ao nível microscópico, dentro do espaço poroso, é chamada dispersão mecânica. A dispersão, notadamente transversal, que ocorre na ausência de movimento ou sob velocidades muito baixas, é atribuída à difusão molecular, produzida pelo movimento aleatório das moléculas em um fluido, das zonas de alta concentração para as zonas de baixa concentração. O termo dispersão hidrodinâmica é utilizado para descrever a dispersão resultante dos dois fenômenos.

O movimento do traçador com velocidade média no meio poroso é chamado advecção ou convecção. Além da advecção, dispersão mecânica e difusão molecular, vários outros fenômenos podem alterar a distribuição de concentração do traçador à medida que ele se move no meio poroso. Por exemplo, os grãos da matriz sólida podem adsorver partículas do traçador, ou pode haver reações químicas (por exemplo, dissolução da matriz sólida pelo soluto), e, ainda, trocas iônicas e decaimento radioativo.

Geralmente, as variações de concentração do soluto produzem mudanças na densidade e na viscosidade do líquido, afetando, portanto, o regime de fluxo, isto é, a distribuição de velocidade, que depende desses parâmetros.

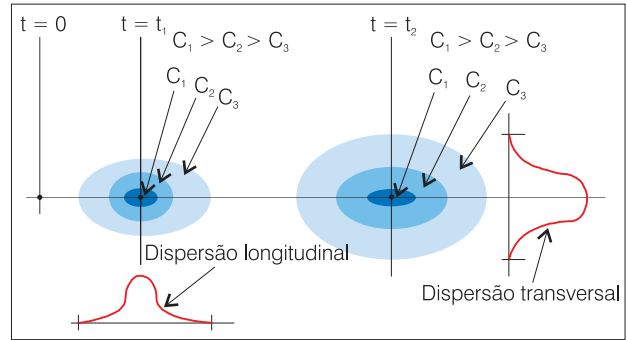


Figura 5.3.10 - Espalhamento de um traçador a partir de um ponto de injeção.

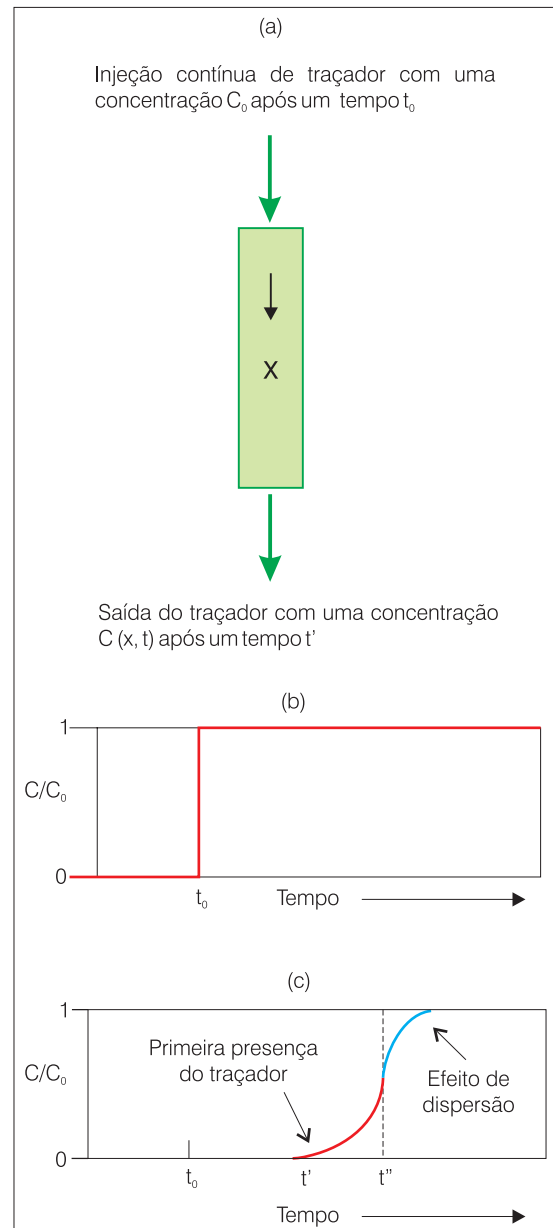


Figura 5.3.11 - Dispersão longitudinal de um traçador em uma coluna de meio poroso: (a) fluxo estacionário e suprimento contínuo de traçador após um tempo  $t_0$ ; (b) injeção do traçador expressa como uma função degrau; (c) concentração relativa do traçador na saída da coluna.

Chama-se traçador ideal aquele que não altera o padrão de fluxo, ou seja, não modifica a densidade nem a viscosidade do líquido.

### Fluxos Advectivo, Dispersivo e Difusivo

Em cada ponto microscópico  $\mathbf{x}$  de um EVR (Elemento de Volume Representativo), centrado em  $\mathbf{x}_0$ , no domínio de um meio poroso, existe um vetor velocidade do líquido  $\mathbf{v}(\mathbf{x}, t; \mathbf{x}_0)$  e uma concentração  $\mathbf{C}(\mathbf{x}, t; \mathbf{x}_0)$  de uma dada substância (soluto ou traçador). Essa concentração expressa a massa da substância por unidade de volume do líquido (por ex.  $\text{g}/\text{m}^3$ ). Como os valores de concentração e velocidade da substância não podem ser avaliados ao nível microscópico, o que se emprega são valores médios, ao nível macroscópico.

Trabalha-se, portanto, expressando cada valor pontual desses parâmetros, como a soma do seu valor médio mais um desvio da referida média, isto é:

$$\begin{aligned} v(\mathbf{x}, t; \mathbf{x}_0) &= v_i = v + \Delta v_i \\ C(\mathbf{x}, t; \mathbf{x}_0) &= C_i = C + \Delta C_i \end{aligned} \quad (5.3.4)$$

O fluxo médio de massa - quantidade (g) da substância que passa, com velocidade média, por unidade de área ( $\text{m}^2$ ) de meio poroso, na unidade de tempo - é dado por:

$$\begin{aligned} \overline{C_i v_i} &= (C + \Delta C_i)(v + \Delta v_i) \\ \overline{C_i v_i} &= Cv + C\Delta v_i + v\Delta C_i + \Delta C_i \Delta v_i \end{aligned} \quad (5.3.5)$$

Para os valores médios, os desvios são nulos e, portanto,  $C\Delta v_i = 0$  e  $v\Delta C_i = 0$ . Logo, resulta que o fluxo médio da substância  $\overline{C_i v_i} = Cv + \Delta C_i v_i$  é igual à soma de dois fluxos macroscópicos, fluxo advectivo ou convectivo e fluxo dispersivo.

**Fluxo advectivo ou convectivo** - é o fluxo  $Cv$  da água à velocidade média ( $v = q/\eta$ ) da lei de Darcy.

**Fluxo dispersivo** - é o fluxo  $\Delta C_i \Delta v_i$  resultante das variações (ou desvios) da velocidade nas vizinhanças do ponto considerado dentro do Elemento de Volume Representativo e que produz o espalhamento da substância. Procura-se, porém, expressar esse fluxo em termos de valores médios de concentração e velocidade. Como resultado do trabalho de muitos pesquisadores, admite-se (Bear, 1972) que o fluxo dispersivo pode ser expresso em função do gradiente de concentração, na forma de uma lei de Fick, ou seja:

$$\Delta C_i \Delta v_i = -D \nabla C \rightarrow \Delta C_i \Delta v_i = -D_{ij} \frac{\partial C}{\partial x_j} \quad (5.3.6)$$

onde  $\mathbf{D}$  é um tensor simétrico de 2ª ordem, chamado **coeficiente de dispersão mecânica**.

**Fluxo difusivo** - a difusão em soluções é o processo pelo qual constituintes iônicos ou moleculares se movem na direção dos seus gradientes de concentração. Ela ocorre em um sistema binário (constituído de um soluto e um solvente), ao nível microscópico, e é também chamada de difusão molecular. A difusão de uma substância pode ocorrer na ausência de qualquer movimento hidráulico e só deixa de existir quando se anulam os seus gradientes de concentração.

Quando a solução está em movimento, a difusão também contribui, juntamente com a dispersão mecânica, para o espalhamento do traçador. A massa de substância difusiva que atravessa uma seção transversal na unidade de tempo é proporcional ao gradiente de concentração. Este é o enunciado da chamada 1ª lei de Fick, expressa por:

$$q^* = -D^* \nabla C \quad (5.3.7)$$

onde  $q^*$  é o fluxo difusivo de massa, isto é, a massa de soluto por unidade de área na unidade de tempo [ $\text{M}/\text{L}^2\text{T}$ ],  $D^*$  é o coeficiente de difusão molecular [ $\text{L}^2/\text{T}$ ] e  $\nabla C$  é o gradiente de concentração do soluto, que é uma quantidade decrescente na direção da difusão.

**Coefficiente de dispersão mecânica** - em meio poroso isotrópico, o coeficiente de dispersão é relacionado com dois parâmetros:  $a_L$ , chamado dispersividade longitudinal [ $L$ ], e  $a_T$ , chamado dispersividade transversal [ $L$ ]. Experiências de laboratório em colunas de areia, indicam que a dispersividade longitudinal é cerca de 10 a 20 vezes maior do que a dispersividade transversal.

$$D_{ij} = a_T v \delta_{ij} + (a_L - a_T) \frac{v_i v_j}{v} \quad (5.3.8)$$

onde,

$$\delta_{ij} = \text{delta de Kronecker} = \begin{cases} 0 & \text{se } i \neq j \\ 1 & \text{se } i = j \end{cases}$$

Se um dos eixos coordenados é orientado na direção do vetor velocidade média, o coeficiente (ou tensor) de dispersão tem a forma de uma matriz diagonal. Em duas dimensões, por exemplo, onde  $v^2 = v_x^2 + v_y^2$ , supondo um alinhamento com o eixo  $\mathbf{x}$  ( $v_y = 0$ ), da equação (5.3.8) obtém-se:

$$D = \begin{bmatrix} a_L v & 0 \\ 0 & a_T v \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_L & 0 \\ 0 & D_T \end{bmatrix} \quad (5.3.9)$$

onde,  $D_L$  é o coeficiente de dispersão longitudinal e  $D_T$  é o coeficiente de dispersão transversal.

Em um sistema de coordenadas arbitrariamente orientado, tem-se:

$$D = \begin{bmatrix} D_{xx} & D_{xy} \\ D_{yx} & D_{yy} \end{bmatrix} \quad (5.3.10)$$

sendo

$$D_{xx} = a_L \frac{v_x^2}{v} + a_T \frac{v_y^2}{v}$$

$$D_{yy} = a_T \frac{v_x^2}{v} + a_L \frac{v_y^2}{v}$$

$$D_{xy} = D_{yx} = (a_L - a_T) \frac{v_x v_y}{v}$$

**Coefficiente de dispersão hidrodinâmica** - é expresso pela soma dos coeficientes de dispersão mecânica e difusão molecular e representa o coeficiente conjunto dos dois fluxos: dispersivo e difusivo.

$$\begin{aligned} \Delta C_i \Delta v_i + q^* &= -D \nabla C - D^* \nabla C \\ \Delta C_i \Delta v_i + q^* &= -(D + D^*) \nabla C = -D_h \nabla C \end{aligned} \quad (5.3.11)$$

### Fluxo Total de um Poluente

O fluxo total de um poluente (soluto) é a soma dos fluxos advectivo, dispersivo e difusivo. Em meio não saturado, com teor de umidade  $\theta_w$ , o fluxo total é dado por:

$$q_c = \theta_w C v + \theta_w (-D_h \nabla C) \quad (5.3.12)$$

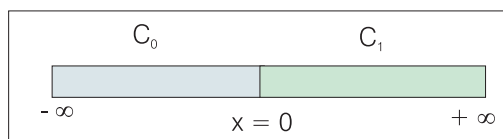
Em meio saturado,  $\theta_w$  é substituído pela porosidade  $\eta$ , na equação (5.3.12).

### Transporte de Constituintes não Reativos

As descrições matemáticas da dispersão restringem-se a materiais que são isotrópicos, com relação às propriedades da dispersão do meio poroso. A equação diferencial que descreve o transporte de constituintes dissolvidos em meio isotrópico saturado, é conhecida como equação da advecção-dispersão.

**Modelo 1: Avanço de uma frente abrupta de concentração** - neste caso, para avaliar o transporte de constituintes não reativos são considerados os seguintes pontos:

- avanço de uma frente abrupta de concentração (função degrau) em uma coluna infinita;
- existe dispersão mecânica e difusão molecular;
- inicialmente a coluna é saturada com dois fluidos miscíveis, com diferentes concentrações de traçador e uma interface abrupta em  $x = 0$  (figura 5.3.12);
- o EDP da distribuição do traçador é dado por:



**Figura 5.3.12** - Coluna infinita inicialmente saturada com dois fluidos miscíveis, com diferentes concentrações de traçador e uma interface abrupta em  $x = 0$ .

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_{hx} \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial C}{\partial x}$$

- condições iniciais:

$$t \leq 0 \begin{cases} -\infty < x < 0 & C = C_0 \\ 0 \leq x < +\infty & C = C_1 \end{cases}$$

- condições de contorno:

$$t > 0 \begin{cases} x = \pm\infty & \frac{\partial C}{\partial x} = 0 \\ x = +\infty & C = C_1 \\ x = -\infty & C = C_0 \end{cases}$$

A solução apresentada por Bear e Todd (1960) é expressa pela equação abaixo e representada na figura 5.3.13.

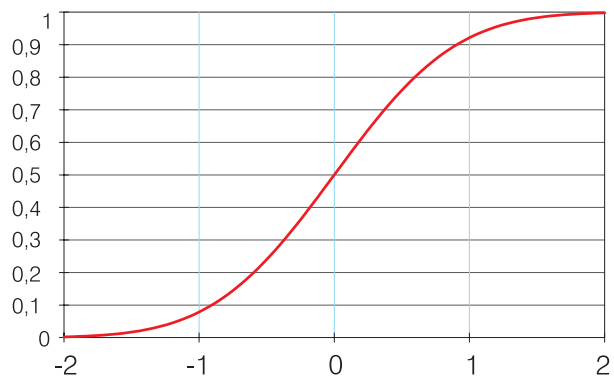
$$\epsilon(x, t) = \frac{C(x, t) - C_0}{C_1 - C_0} = \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left[ -\frac{x - vt}{\sqrt{4(a_x v + D^*)t}} \right] \quad (5.3.13)$$

Na equação (5.3.13) **erfc(•)** é a função erro complementar (tabela 5.3.2);  $x$  é a distância e  $v$  é a velocidade média. O ponto  $\epsilon = 0,5$  move-se com a velocidade média do fluxo, enquanto que o espalhamento, expresso pelo quadrado dos desvios, é proporcional ao caminho total percorrido.

**Modelo 2: Injeção instantânea de um soluto** - neste caso, considera-se os aspectos relacionados abaixo:

- o fluxo é estacionário na direção  $x$ ;
- um pequeno volume de fluido contendo um traçador é injetado em  $x=0$  no instante  $t=0$  (figura 5.3.14);
- o EDP da distribuição do traçador é dado por:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_{hx} \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial C}{\partial x}$$



**Figura 5.3.13** - Gráfico da equação (5.3.13) com  $(x - vt) / (\sqrt{4D_h t})$  na abscissa e  $\epsilon(x, t)$  na ordenada,  $D_h = a_x v + D^*$ .



x	erf (x)	erfc (x)	x	erf (x)	erfc (x)
0,00	0,000000	1,000000	1,10	0,880205	0,119795
0,05	0,056372	0,943628	1,20	0,910314	0,089686
0,10	0,112463	0,887537	1,30	0,934008	0,065992
0,15	0,167996	0,832004	1,40	0,952285	0,047715
0,20	0,222703	0,777297	1,50	0,966105	0,033895
0,25	0,276326	0,723674	1,60	0,976348	0,023652
0,30	0,328627	0,671373	1,70	0,983790	0,016210
0,35	0,379382	0,620618	1,80	0,989091	0,010909
0,40	0,428392	0,571608	1,90	0,992790	0,007210
0,45	0,475482	0,524518	2,00	0,995322	0,004678
0,50	0,520500	0,479500	2,10	0,997021	0,002979
0,55	0,563323	0,436677	2,20	0,998137	0,001863
0,60	0,603856	0,396144	2,30	0,998857	0,001143
0,65	0,642029	0,357971	2,40	0,999311	0,000689
0,70	0,677801	0,322199	2,50	0,999593	0,000407
0,75	0,711156	0,288844	2,60	0,999764	0,000236
0,80	0,742101	0,257899	2,70	0,999866	0,000134
0,85	0,770668	0,229332	2,80	0,999925	0,000075
0,90	0,796908	0,203092	2,90	0,999959	0,000041
0,95	0,820891	0,179109	3,00	0,999978	0,000022
1,00	0,842701	0,157299	∞	1,000000	0,000000

**Tabela 5.3.2** - Valores da função erro de x e da função erro complementar de x. Note que erf(-x)=-erf(x); erfc(x)=1-erf(x); erfc(-x)=1+erf(x). Valores aproximados com precisão de 0,7% da função erro podem ser obtidos a partir da expressão: erf(x) = √[1-exp(-4x²/π)].

- condições iniciais - como se trata de uma injeção instantânea, são expressas na forma de uma função Delta de Dirac δ(x), que é uma função de pulso:

$$C(x,0) = (M / \eta) \delta(x)$$

sendo **M** a massa de soluto no volume injetado e **η** é a porosidade.

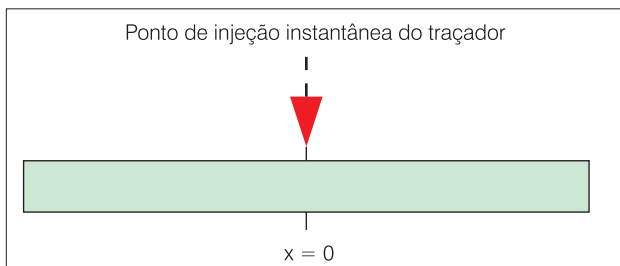
A distribuição de Dirac é descrita por:

$$\begin{cases} \delta_m(x) = \frac{1}{m} & \text{no intervalo } 0 < x < m \\ \delta_m(x) = 0 & \text{no restante do domínio} \end{cases}$$

onde **m** é um pequeno número positivo.

Portanto:

$$\delta(x) = \lim_{m \rightarrow 0} \delta_m(x)$$



**Figura 5.3.14** - Coluna infinita de meio poroso com injeção instantânea de um traçador no ponto x=0.

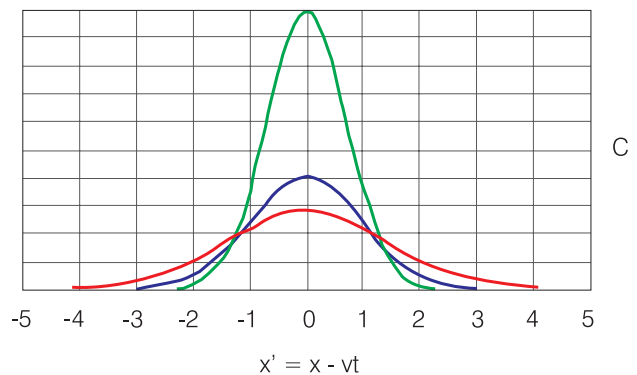
- condições de contorno para a concentração, com x' = x - vt:

$$\lim_{|x'| \rightarrow \infty} C(x',t) = 0; \int_{-\infty}^{+\infty} C(x',t) dx' = \frac{M}{\eta}$$

A solução apresentada por Crank (1956) é expressa pela equação abaixo e representada na figura 5.3.15.

$$C(x,t) = \frac{M/\eta}{\sqrt{4\pi D_h t}} \exp\left[-\frac{(x-vt)^2}{4D_h t}\right] \tag{5.3.14}$$

$$C(x,t) = \frac{M/\eta}{\sqrt{2\pi\sigma}} \exp\left[-\frac{(x-\bar{x})^2}{2\sigma}\right]$$



**Figura 5.3.15** - Avanço de um volume de líquido marcado com traçador e injetado em um meio poroso.

**Modelo 3: Injeção contínua de um traçador** - neste modelo considera-se condições especificadas abaixo:

- fluxo estacionário na direção **x**;
- coluna infinita com injeção contínua de traçador em x = 0;
- o EDP da distribuição do traçador é dado por:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_{hx} \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial C}{\partial x}$$

- condições iniciais:

$$C(x,0) = 0 \quad x \geq 0$$

- condições de contorno:

$$C(0,t) = C_0 \quad t \geq 0$$

$$C(\infty,t) = 0 \quad t \geq 0$$

A solução apresentada por Ogata (1970) é a seguinte:

$$\frac{C}{C_0} = \frac{1}{2} \left[ \operatorname{erfc} \left( \frac{x-vt}{\sqrt{4D_h t}} \right) + \exp \left( \frac{vx}{D_h} \right) \operatorname{erfc} \left( \frac{x+vt}{\sqrt{4D_h t}} \right) \right] \quad (5.3.15)$$

Se as variações da concentração relativa do traçador em um ponto  $x$ , durante um experimento, são registradas em função do tempo, obtemos a chamada curva de passagem  $\epsilon = \epsilon(t)$ , mostrada na figura 5.3.11c, na qual o volume de injeção é dado por  $U=Qt$ . A declividade  $i$  dessa curva no ponto  $x = \bar{x} = L$  (onde  $\bar{x}$  é a distância “longitudinal”, percorrida pelo traçador com velocidade média  $v=q/N$  e onde  $C/C_0=0,50$ ), é dada por:

$$i = \frac{v}{L} \sqrt{\frac{L}{4\pi a_L}} \Rightarrow a_L = \frac{v^2}{4\pi Li^2} \quad (5.3.16)$$

A equação (5.3.16) pode ser usada para determinação da dispersividade longitudinal  $a_x \cong a_L$ , a partir de um experimento em uma coluna.

**Exemplo 5.3.1** - Em um experimento, um traçador não reagente foi introduzido como uma função degrau numa coluna cilíndrica de 10 cm de diâmetro e 30 cm de comprimento, constituída de areia relativamente homogênea. A porosidade da areia é de 35%, o fluxo estacionário é de 1 litro/hora e o gradiente hidráulico é igual a 0,1. O ponto correspondente à concentração relativa  $C/C_0 = 0,5$ , na curva de passagem foi alcançado 0,8 horas depois da introdução do traçador, enquanto que os pontos  $C/C_0=0,25$  e  $C/C_0=0,75$ , da referida curva, foram registrados, respectivamente, após 0,7 horas e 0,9 horas. Estimar a dispersividade da areia.

**Dados do problema:**

- Diâmetro da coluna ( $2r$ ) = 0,10 m
- Comprimento da coluna ( $L$ ) = 0,30 m
- Porosidade da areia ( $n$ ) = 0,35
- Descarga estacionária ( $Q$ ) = 1 L/h
- Gradiente hidráulico ( $dh/dL$ ) = 0,1
- $C/C_0(t)$  =  $\epsilon(t)$
- $\epsilon(0,7)$  = 0,25
- $\epsilon(0,8)$  = 0,50
- $\epsilon(0,9)$  = 0,75

**Solução:**

Área da seção transversal:  $A = \pi r^2 = (3,14)(0,05^2) = 0,00785 \text{ m}^2$   
 Velocidade linear média de fluxo:

$$v = \frac{Q}{\eta A} = \frac{10^{-3}}{(0,35)(0,00785)} \left( \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) = 0,364 \text{ m/h}$$

Declividade da curva de passagem:

$$i = \frac{\Delta\epsilon}{\Delta t} = \frac{0,5 - 0,25}{0,8 - 0,7} = 2,5 \left( \frac{1}{h} \right)$$

Dispersividade longitudinal:

$$a_L = \frac{v^2}{4\pi Li^2} = \frac{0,364^2}{4(3,14)(0,3)(2,5)^2}$$

$$a_L = \left( \frac{\text{m}^2/\text{h}^2}{\text{m} \cdot 1/\text{h}^2} \right) = 0,00562 \text{ m}$$

**Influência dos Parâmetros da Dispersão Hidrodinâmica**

Em condições estáticas ou sob baixas velocidades, a difusão molecular é o processo dominante na dispersão do traçador e, neste caso,  $D_n = D^*$ . Para velocidades mais altas, a dispersão mecânica produzida pelas variações de velocidade é o processo dominante no espalhamento do soluto.

Experimentos de laboratório, com migração de traçadores em meios porosos granulares, conduzidos por muitos pesquisadores (Bear, 1972 p. 605), levaram à obtenção de relações que permitem avaliar a influência da difusão e da dispersão mecânica na dispersão hidrodinâmica. Usa-se, neste sentido, o parâmetro adimensional  $P_e = vd/D^*$ , chamado **número de Peclet**, onde  $d$  é diâmetro médio dos grãos e  $D^*$  substitui o coeficiente de condutividade térmica empregado em estudos de condução do calor. No transporte de solutos, valores de  $P_e < 1$  indicam influência dominante do processo de difusão e valores de  $P_e > 10$  revelam predomínio da dispersão mecânica.

**Exemplo 5.3.2** - Uma zona contaminada está migrando através de um aquífero composto de uma areia com diâmetro médio de 0,5 mm. O gradiente hidráulico médio é de 1% e a condutividade hidráulica da areia, da ordem de  $10^{-5}$  m/s. Qual dos três processos de transporte (advecção, dispersão mecânica ou difusão molecular) é mais influente no movimento do contaminante não reativo? Explique.

**Dados do problema:**

- Diâmetro médio da areia:  $0,5 \text{ mm} = 5 \times 10^{-4} \text{ m}$
- Condutividade hidráulica:  $k = 10^{-5} \text{ m/s}$
- Gradiente hidráulico:  $dh/dl = 0,01$

**Solução:**

A Velocidade de fluxo é dada por:

$$i = \frac{\Delta\epsilon}{\Delta t} = \frac{0,5 - 0,25}{0,8 - 0,7} = 2,5 \left( \frac{1}{h} \right)$$

onde  $\eta$  é a porosidade.

O gradiente hidráulico é muito forte (10 m/km), porém, a condutividade hidráulica é baixa, sugerindo que a areia média deve ser argilosa, o que permite inferir um valor  $10^{-11} \leq D^* \leq 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ . A influência da advecção deduz-se da velocidade média linear de fluxo, da qual se pode ter uma idéia usando valores inferidos de porosidade. Para avaliar a influência da difusão e dispersão, é preciso conhecer o número de Peclet  $P_e = vd_{50}/D^*$ . Por isso, supondo  $D^* = 5 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ , julga-se conveniente compor o quadro:

Porosidade - $\eta$ (%)	Velocidade - $v$ (cm/dia)	Número de Peclet (adimensional)
10	8,64	10,0
20	4,32	5,0
30	2,88	3,3
40	2,16	2,5
50	1,73	2,0

Os valores do número de Peclet (compreendidos entre 2 e 10) sugerem que não existe predomínio de difusão nem de dispersão mecânica e, portanto, pode-se dizer que o processo mais influente é o de advecção, apesar da baixa velocidade. Difusão predomina quando  $P_e < 1$  e dispersão mecânica, quando  $P_e > 10$ . Pelas características da areia, pode-se esperar uma porosidade da ordem de 30 a 40 % e, portanto, números de Peclet na faixa de 2,5 a 3,3.

Em laboratório, o experimento mais comum é representado pela introdução de um fluido de concentração constante na extremidade de uma coluna de areia de comprimento  $L$ , sob condições de fluxo estacionário  $Q$ . A concentração do líquido efluente é registrada com o tempo e construída uma curva de variação da concentração relativa *versus* volume  $U = Qt$  (figura 5.3.16).

Da curva de passagem e da solução unidimensional do modelo de transporte correspondente, obtém-se  $D_{HL} = (1/2)\sigma^2 v_L$ , onde o índice  $L$  (de longitudinal) indica que o coeficiente foi obtido de resultados experimentais sob fluxo unidimensional. O desvio padrão do volume injetado é obtido da expressão:

$$\sigma = \frac{U_{84,1\%} - U_{15,9\%}}{\bar{U}_i} \quad (5.3.17)$$

Para velocidades muito baixas da água subterrânea, o transporte de poluente, a partir de uma fonte, faz-se apenas por difusão molecular. Para valores de  $1 \cdot 10^{-11} \leq D^* \leq 1 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$  verifica-se, usando a equação:

$$C / C_0 = \text{erfc} \left\{ x / \sqrt{4D^* t} \right\}$$

que a posição da frente de contaminação (unidimensional), para períodos de tempo de 100 e 10.000 anos, atinge distâncias da ordem de 1 e 10 m, respectivamente. Os valores de  $D^*$  considerados, são representativos de uma faixa típica de constituintes químicos não reativos em sedimentos pelíticos. Para clásticos grosseiros em depósitos inconsolidados, os valores mais altos são inferiores a  $2 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$  (Freeze & Cherry, 1979).

As expressões unidimensionais para o transporte de um soluto, são úteis na interpretação de experimentos efetuados em colunas no laboratório. Em problemas de campo, a dispersão ocorre nas direções longitudinal e transversal.

Supondo  $P$  uma fonte poluidora, de origem instantânea, em um ponto do espaço tridimensional  $(x,y,z)=(0,0,0)$ , a massa do poluente afasta-se de  $P$ , movendo-se através de um campo de fluxo estacionário uniforme, na direção  $x$ , em um meio homogêneo e isotrópico. À medida que a massa do poluente é transportada através do sistema de fluxo, a sua distribuição de concentração com o tempo é dada por:

$$C(x,y,z,t) = \frac{M}{8(\pi t)^{3/2} \sqrt{D_x D_y D_z}} \exp \left( -\frac{X^2}{4D_x t} - \frac{Y^2}{4D_y t} - \frac{Z^2}{4D_z t} \right) \quad (5.3.18)$$

onde,  $M$  é a massa de poluente introduzida no ponto considerado,  $D_x, D_y, D_z$  são os coeficientes de dispersão nas direções  $x, y, z$ , e  $X, Y, Z$  são as distâncias nas direções  $x, y, z$ , a partir do centro de gravidade da massa poluidora.

Como a massa se move na direção  $x$ , a posição do seu centro de gravidade no instante  $t$  é dada pelas coordenadas  $(x_t, y_t, z_t)$ , onde  $y_t = z_t = 0$  e  $x_t = vt = (q/h)t$ . Além disso,  $X = x - vt, Y = y$  e  $Z = z$ . Examinando o argumento da função exponencial na equação (5.3.18), conclui-se que a máxima concentração se localiza no centro de massa da nuvem de poluente, isto é:

$$X = 0, Y = 0, Z = 0$$

A massa de poluente introduzida na fonte (Freeze & Cherry, 1979), é igual a  $C_0 V_0$ , onde  $C_0$  é a concentração inicial e  $V_0$  é o volume inicial. Na formulação matemática das condições iniciais, a introdução do poluente ocorre em um ponto, e, portanto, tem massa, mas não tem volume. Na prática, porém, a massa introduzida expressa-se por  $C_0 V_0$  e a concentração máxima, que ocorre no centro de gravidade da nuvem de poluente, é dada por:

$$C_{\max} = \frac{C_0 V_0}{8(\pi t)^{3/2} \sqrt{D_x D_y D_z}} \quad (5.3.19)$$

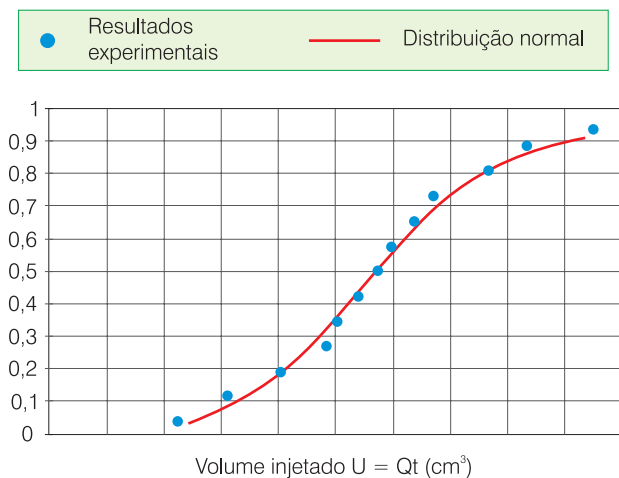


Figura. 5.3.16 - Cálculo do coeficiente de dispersão hidrodinâmica a partir de um experimento com fluxo unidimensional.

**Exemplo 5.3.3** - Em consequência da ruptura de um tanque de armazenamento,  $10 \text{ m}^3$  de um líquido residual contendo  $100 \text{ kg}$  de arsênio dissolvido infiltraram-se em um aquífero livre, pouco profundo, arenoso e com fluxo horizontal. Estudos revelaram que a velocidade média da água subterrânea no aquífero é de  $0,5 \text{ m/dia}$ , a dispersividade é  $0,1 \text{ m}$  e o coeficiente de difusão molecular é igual a  $2 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ . À medida que a zona contaminada se move pelo aquífero, o arsênio não sofre influência significativa de adsorção ou precipitação.

Supondo que a infiltração a partir do tanque pode ser aproximada por uma fonte pontual e que o aquífero pode ser tratado como um meio homogêneo com fluxo uniforme, estime a concentração máxima de arsênio quando a zona de contaminação tiver atingido uma distância de  $500 \text{ m}$ .

**Dados do problema:**

- Volume do líquido poluente:  $V_0 = 10 \text{ m}^3$
- Concentração inicial:  $C_0 = 10 \text{ kg/m}^3$
- Velocidade média linear:  $n = 0,5 \text{ m/dia}$
- Dispersividade longitudinal:  $\alpha_L = 0,1 \text{ m}$
- Coefficiente de difusão molecular:  $D^* = 2 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$

**Solução:**

Para o fluxo na direção longitudinal, a equação (5.3.19), que fornece a concentração máxima no centro da pluma, pode ser expressa em função do coeficiente de dispersão hidrodinâmica por:

$$C_{\max} = \frac{C_0 V_0}{8(\pi t)^{3/2} \sqrt{D_h}}$$

$$D_h = \alpha_L v + D^* = (0,1 \text{ m})(0,5 \text{ m/dia}) + 0,0000173 \text{ m}^2/\text{dia}$$

$$D_h = 0,050017 \text{ m}^2/\text{dia}$$

Pela velocidade de fluxo, conclui-se que a distância de 500 metros será alcançada após 1.000 dias, tempo esse após o qual a concentração máxima será de:

$$C_{\max} = \frac{(10 \text{ kg/m}^3)(10 \text{ m}^3)}{8(1.000\pi)^{3/2} \text{ dia}^{3/2} \sqrt{0,050017^3 (\text{m}^6/\text{dia}^3)}}$$

$$C_{\max} = 6,35 \cdot 10^{-3} \text{ kg/m}^3 \text{ ou } \text{gr/L} = 6,35 \text{ mg/L}$$

### Transporte de Constituintes Reativos

O conjunto de reações químicas e bioquímicas que pode alterar as concentrações de um soluto em sistemas de fluxo de água subterrânea, pode ser agrupado em 6 categorias:

- adsorção-desorção;
- ácido-base;
- solução-precipitação;
- oxidação-redução;
- associação iônica (complexação);
- síntese celular microbiana. No caso de poluentes radioativos, ocorrem fenômenos de decaimento e processos não radiogênicos.

### Retardamento e Atenuação de Solutos

Os solutos dissolvidos na água subterrânea estão sujeitos a vários processos naturais, através dos quais eles podem ser removidos. Podem, por exemplo, sofrer sorção para as superfícies dos grãos sólidos do aquífero, sorção para o carbono orgânico eventualmente presente no aquífero, sofrer precipitação química, biodegradação e participar de reações de oxidação e redução. Nos processos de sorção alguns solutos movem-se mais lentamente do que a própria água subterrânea que os transporta. Esse efeito é conhecido como **retardamento**. Os outros processos, embora reduzam a concentração do soluto na pluma, não reduzem o seu movimento. A equação unidimensional da advecção dispersão, incluindo sorção e decaimento, escreve-se:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial C}{\partial x} - \frac{\rho_s}{\theta} \frac{\partial C^*}{\partial t} + \left( \frac{\partial C}{\partial t} \right)_{\text{rxn}} \quad (5.3.20)$$

(1)            (2)            (3)            (4)

onde, **C** é a concentração do soluto na fase líquida, **t** é o tempo, **DL** é o coeficiente de dispersão longitudinal, **v<sub>x</sub>** é a velocidade média linear da água subterrânea, **ρ<sub>s</sub>** é a densidade da matriz sólida do aquífero, **θ** é o teor volumétrico de umidade (em meio não saturado) ou porosidade (em meio saturado), **C\*** é a quantidade de soluto sorvida por unidade de peso da fase sólida, **rxn** é o subscrito indicativo de uma reação química ou biológica do soluto (excluída sorção), o número **(1)** indica dispersão, o número **(2)** indica advecção, o número **(3)** indica sorção e o número **(4)** indica reação.

**Processos de Sorção** - os processos de sorção incluem adsorção, trocas iônicas, quimisorção e absorção.

**Adsorção** - é o processo pelo qual uma substância sólida atrai à sua superfície partículas de uma substância dissolvida (soluto).

**Trocas Iônicas** - são divididas em catiônicas e aniônicas. O processo pelo qual cátions são atraídos para a região próxima à superfície de minerais de argila carregados negativamente, e aí permanecem retidos por forças eletrostáticas, é chamado **troca catiônica**. A **troca aniônica** ocorre em locais positivamente carregados em óxidos de ferro e alumínio nas arestas de minerais de argila.

**Quimisorção** - ocorre quando o soluto é incorporado à superfície de um sedimento, de um solo ou de uma rocha por uma reação química.

**Absorção** - ocorre quando as partículas do aquífero são porosas, de modo que o soluto pode se difundir dentro da partícula e sofrer sorção nas suas superfícies interiores.

A sorção é determinada experimentalmente medindo-se a quantidade de soluto que pode ser sorvida por um dado tipo de sedimento, solo ou rocha. Essa quantidade é função da concentração do soluto. Os resultados de medições através de experimentos de laboratório, são plotados em um gráfico que mostra a relação entre a concentração *versus* quantidade sorvida na superfície do sólido. A expressão matemática que representa a referida relação é chamada **isoterma de sorção**.

Quando o processo de sorção é muito rápido, em relação à velocidade de fluxo, o soluto atinge uma condição de equilíbrio com a fase sorvida e a relação entre eles é chamada **isoterma de equilíbrio de sorção**. Quando o processo de sorção é muito lento, em relação à velocidade de fluxo da água no meio poroso, o soluto pode não atingir o equilíbrio com a fase sorvida e a relação entre eles é chamada **isoterma cinética de sorção**.

**Transporte com Adsorção** - para fluxo estacionário unidimensional em meio saturado homogêneo, a equação da advecção-dispersão incluindo adsorção, escreve-se da seguinte forma:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial C}{\partial x} + \frac{\rho_s}{\eta} \frac{\partial F}{\partial t} \quad (5.3.21)$$

onde,  $\rho_s$  é a densidade da matriz sólida do meio poroso [M/L<sup>3</sup>],  $\eta$  é a porosidade,  $F$  é a massa de poluente adsorvida por unidade de massa de sólido,  $\partial F/\partial t$  é a taxa de adsorção do poluente [M/MT] e  $(\rho_s/\eta)(\partial F/\partial t)$  é a variação na concentração do poluente produzida por adsorção ou desorção [M/L<sup>3</sup>][M/MT]=[M/L<sup>3</sup>T].

As reações de adsorção de poluentes na água subterrânea são consideradas rápidas em relação à velocidade do fluxo. A quantidade de soluto adsorvida pela matriz sólida ou grau de adsorção, é função da concentração, isto é  $F=f(C)$ , de modo que se pode escrever:

$$\frac{\partial F}{\partial t} = \frac{\partial F}{\partial C} \frac{\partial C}{\partial t} \quad (5.3.22)$$

$$\frac{\rho_s}{\eta} \frac{\partial F}{\partial t} = \frac{\rho_s}{\eta} \frac{\partial F}{\partial C} \frac{\partial C}{\partial t} \quad (5.3.23)$$

onde  $\partial F/\partial C$  é o fracionamento ou **partição** do poluente entre a solução e a superfície do sólido.

**Partição ou Distribuição** - é o processo pelo qual um contaminante, que se encontrava originalmente em solução, sofre um fracionamento distribuído entre a solução e a fase sólida.

A partição de solutos entre a fase líquida e a superfície sólida em um meio poroso é, geralmente, feita em laboratório, utilizando gráficos que expressam a variação da massa adsorvida por unidade de massa de sólido seco ( $F$ ) versus concentração de soluto ( $C$ ). Essas relações gráficas e suas respectivas expressões matemáticas são conhecidas como **isotermas**, pelo fato dos experimentos de adsorção realizarem-se a temperatura constante. Em geral, as escalas utilizadas são do tipo log-log, o que permite obter, para concentrações baixas ou moderadas de solutos, relações gráficas retilíneas que matematicamente se expressam por:

$$\log F = b \log C + \log K_d \quad \text{ou} \quad F = K_d C^b \quad (5.3.24)$$

onde,  $F$  é a massa de soluto adsorvida ou precipitada na superfície da matriz sólida por unidade de massa do esqueleto sólido do meio poroso,  $C$  é a concentração do soluto,  $K_d$  e  $b$  são coeficientes que dependem da espécie soluta e da natureza do meio poroso.

A equação (5.3.24) é conhecida como **isoterma de Freundlich** e representa uma relação isotérmica não linear. Como o coeficiente  $b$  é obtido da declividade da relação log-log entre  $F$  e  $C$ , quando  $b=1$  o gráfico da equação (5.3.24) também é retilíneo em papel aritmético e a isoterma é linear. Neste caso:

$$\frac{dF}{dC} = K_d \quad (5.3.25)$$

sendo  $K_d$  chamado de **coeficiente de distribuição**, que indica a partição da massa total do poluente, por unidade de volume do meio poroso, entre a quantidade adsorvida na superfície dos grãos e a quantidade que permanece em solução na fase fluida. É expresso por:

$$K_d = \frac{\text{massa de soluto na superfície sólida por unidade de massa da fase sólida}}{\text{concentração do soluto na fase fluida}}$$

As dimensões desse coeficiente reduzem-se a [L<sup>3</sup>/M] e os seus valores são normalmente medidos em mililitros por grama. Para solutos reativos varia de valores quase nulos até 1.000 mL/g.

O fenômeno de adsorção produz um atraso no avanço da frente poluidora. Isto pode ser comprovado experimentalmente numa coluna fazendo passar pela mesma dois traçadores, um dos quais sofrendo adsorção. O traçador que não sofre adsorção, move-se com a água, enquanto que parte da massa do outro fica retida na superfície dos grãos do meio poroso, reduzindo, assim, a sua concentração na fase fluida. O gráfico de concentração relativa dos dois traçadores (figura 5.3.17) ilustra a defasagem que ocorre no avanço das frentes dos dois solutos.

As distâncias percorridas pelo ponto de concentração relativa 0,50 são dadas, respectivamente, por:

$$x_a = vt \quad \text{para o soluto não retardado}$$

$$x_b = \frac{vt}{1 + \frac{\rho_s}{\eta} K_d} \quad \text{para o soluto retardado}$$

O coeficiente  $1 + (\rho_s/\eta)K_d = R_d > 1$  é **chamado fator de retardamento**.

**Isotermas de equilíbrio** - quando existe uma relação direta entre a quantidade de soluto sorvido na superfície do sólido,  $C^*$ , e a concentração do soluto  $C$ , o gráfico da isoterma de adsorção de  $C$ , em função de  $C^*$ , é uma linha reta dada pela equação:

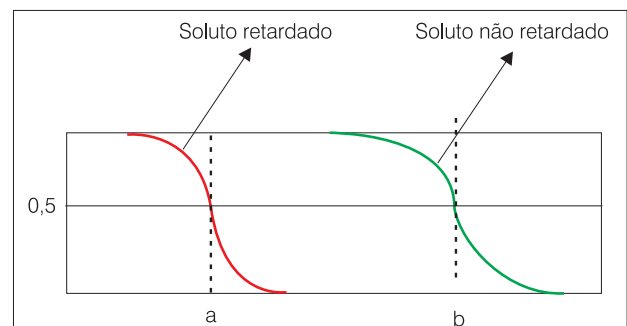


Figura 5.3.17 - Avanço de solutos com adsorção e sem adsorção em uma coluna de material poroso.

$$C^* = K_d C \quad (5.3.26)$$

onde,  $C^*$  é a massa de soluto sorvida por kg de sólido (mg/kg),  $C$  é a concentração de soluto em solução, em equilíbrio com a massa de soluto sorvida na superfície do sólido (mg/L),  $K_d$  é o coeficiente de partição ou distribuição (L/kg), igual à declividade da isoterma de adsorção linear (figura 5.3.18).

Em seguida serão apresentadas outras isotermas de equilíbrio bastante conhecidas.

**Isoterma de sorção de Freundlich** - esta isoterma é dada pela relação não linear:

$$C^* = K C^n \quad (5.3.27)$$

Em papel bilog o gráfico dessa isoterma é uma reta (figura 5.3.19), na qual se podem identificar os coeficientes  $K$  e  $n$ .

**Isoterma de sorção de Langmuir** - foi concebida considerando que uma superfície sólida possui um número finito de locais de sorção, que depois de preenchidos não mais sorvem solutos da solução, é dada pela expressão

$$\frac{C}{C^*} = \frac{1}{\alpha\beta} + \frac{C}{\beta} \quad (5.3.28)$$

onde,  $\alpha$  é a constante de absorção associada com a energia de ligação (L/mg) e  $\beta$  é a quantidade máxima de soluto que pode ser absorvida pelo sólido (mg/kg).

**Isotermas de não equilíbrio** - todos os modelos de equilíbrio partem do princípio de que a variação de concentração do soluto produzida pela sorção é muito maior do que a variação produzida por outras causas e que a taxa de fluxo é suficientemente baixa para que o equilíbrio seja atingido. Quando isto não acontece, tem-se que considerar a isoterma de não equilíbrio ou cinética de sorção. A condição mais simples de não equilíbrio estabelece que a taxa de sorção é função da concentração de soluto que permanece em solução e que uma vez sorvido, o soluto não pode mais retornar à solução, ou seja, não pode ser desorvido. Isso conduz a um modelo de sorção cinética de primeira ordem irreversível. Quando a taxa de sorção de soluto é relacionada à quantidade que já foi sorvida e a reação é reversível, então emprega-se um modelo de sorção cinética linear reversível. Para ambos os modelos, existem equações que descrevem os processos de sorção (Fetter, 1993).

**Decaimento radioativo** - quando o sistema de água subterrânea é atingido por radionuclídeos, os que são cátions estão sujeitos a retardamento nas superfícies da matriz sólida dos terrenos. Além disso, eles sofrem decaimento radioativo, que reduz a concentração de radionuclídeos tanto na fase sorvida quanto na dissolvida. Neste caso, o último termo na equação (5.3.20) pode ser substituído por um fator de decaimento radioativo com a seguinte forma:

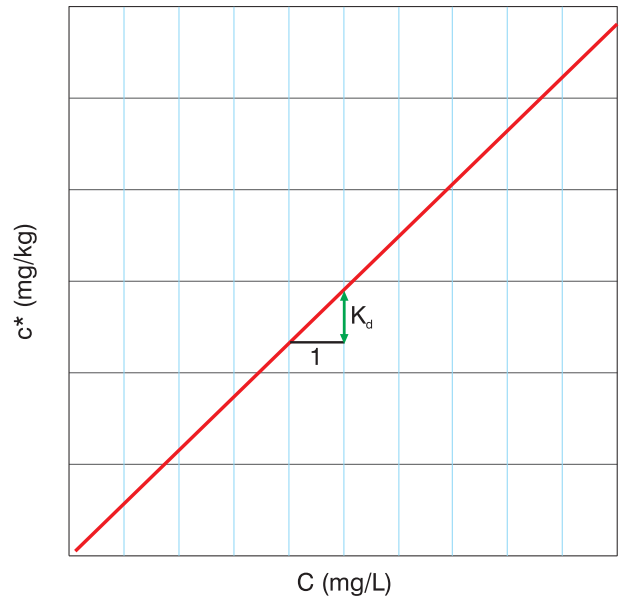


Figura 5.3.18 - Ilustração da isoterma de adsorção linear, mostrando como se calcula, no gráfico, o coeficiente de distribuição  $K_d$ .

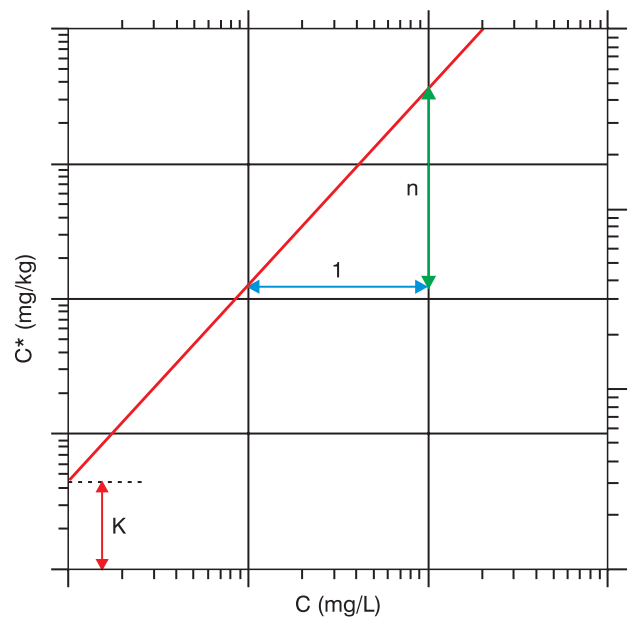


Figura 5.3.19 - Isoterma não linear de Freundlich, linearizada pela transformação logarítmica e mostrando como se determinam, no gráfico, os parâmetros  $K$  e  $n$ .

$$\left(\frac{\partial C}{\partial t}\right) = -\frac{\ln 2}{T_{1/2}} C \quad (5.3.29)$$

onde  $T_{1/2}$  é a meia-vida do radionuclídeo.

**Biodegradação** - a biodegradação de moléculas orgânicas dissolvidas na água subterrânea é de grande interesse prático para os hidrogeólogos que lidam com problemas de contaminação de aquíferos. Grande parte da contaminação da água subterrânea é causada por produtos químicos orgânicos, inclusive

hidrocarbonetos. Os hidrocarbonetos formam um substrato para o crescimento microbiológico, ou seja, eles constituem-se na fonte de energia para os micróbios que formam um **biofilme** nas superfícies da matriz sólida do aquífero. Quando os micróbios utilizam oxigênio no seu metabolismo, então o processo é denominado **biodegradação aeróbica**.

**Transporte coloidal** - colóides são partículas com diâmetros menores que 1 micron. Incluem macromoléculas orgânicas dissolvidas, tais como substâncias húmicas, microorganismos, gotículas de líquidos orgânicos insolúveis e matéria mineral. (McCarthy & Zachara, 1989). Alguns colóides podem ser tão pequenos que podem fluir através dos poros de um aquífero. Os colóides podem apresentar movimento se possuírem superfícies químicas tais que as partículas individuais se repelem e permanecem desagregadas, sem condições de serem atraídas para formar partículas maiores. Quando substâncias dissolvidas sofrem partição em colóides, isso pode criar uma segunda fase móvel. O soluto, nesse caso, encontra-se em três regiões: dissolvido, sorvido em colóides móveis e sorvido nas superfícies imóveis do esqueleto do aquífero.

O estudo dos colóides na água subterrânea é muito complicado pelo fato de que a instalação de sistemas de monitoramento, como poços e piezômetros, pode introduzir colóides que originalmente não existiam no aquífero. Os processos de amostragem também podem introduzir colóides, como, por exemplo, a precipitação de ferro coloidal devido à oxigenação da água. Segundo Keswick *et al.* (1982) colóides de bactérias migraram até 900 metros e vírus até 920 metros em um aquífero. Argilas superficiais migraram centenas de metros para poços (Nightingale & Bianchi, 1977). Fibras de amianto foram encontradas em um aquífero recarregado com água superficial contendo esse mineral.

### 5.3.5 Estudo de Caso

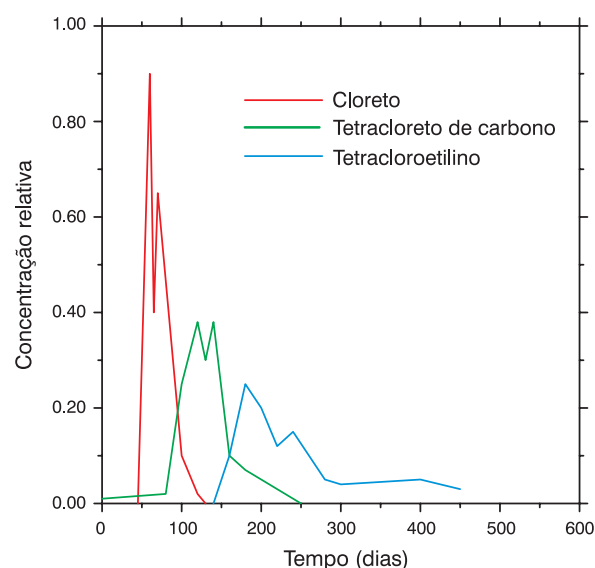
Um experimento sobre transporte de solutos reativos e não reativos em um aquífero de areia, sob gradientes naturais da água subterrânea, relatado por Fetter (1993), foi realizado em 1982 na área de *Borden*, Canadá. O trabalho foi iniciado com a injeção, através de 9 poços, de 12 m<sup>3</sup> de água contendo alguns solutos. No aquífero já haviam sido previamente instalados 275 amostradores multi-nível de água subterrânea (Mackay *et al.*, 1986; Freyberg, 1986; Roberts *et al.*, 1986). Cada amostrador multi-nível tinha de 14 a 18 pontos separados verticalmente por cerca de 0,2 a 0,3 metros. A areia apresenta porosidade de 0,33 e média geométrica de condutividade hidráulica estimada em  $7,2 \cdot 10^{-5}$  m/s. O gradiente hidráulico médio anual é de 0,0043 e a velocidade média linear estimada a partir desses parâmetros, é 29,6 m/dia. A água foi injetada com os seguintes solutos:

Soluto	Concentração (mg/L)	Massa (gramas)
Íon cloro	892	10.700
Íon bromo	324	3.780
Bromofórmio	0,032	0,38
Tetracloroetileno	0,030	0,36
Tetracloroeto de carbono	0,031	0,37
1, 2 - diclorobenzeno	0,332	4,00
Hexacloroetano	0,020	0,23

Durante dois anos, foi feito um monitoramento com coleta de amostras de água para análise dos traçadores iônicos e orgânicos, com o objetivo de definir o movimento da pluma. Globalmente foram feitas mais de 14.000 análises.

A figura 5.3.20 mostra as curvas de chegada de cloreto, tetracloroeto de carbono e tetracloroetileno em um ponto de monitoramento no centro da pluma, situado a 5 m dos poços de injeção. Aos 100 dias, o cloreto estava quase acabando de passar pelo ponto de observação, o tetracloroeto de carbono estava quase atingindo o pico e o tetracloroetileno ainda não havia chegado. Depois de 200 dias, tanto a pluma de cloreto quanto a de tetracloroeto de carbono já tinham passado do ponto de monitoramento, enquanto que a de tetracloroetileno estava próxima do seu valor de pico. O comportamento do bromofórmio foi muito semelhante ao do tetracloroeto de carbono, entretanto não é mostrado.

Ainda na figura 5.3.20, observam-se os efeitos do retardamento. O íon cloreto praticamente não é afetado durante o trajeto através do aquífero, enquanto que o tetracloroeto de carbono e o tetracloroetileno deslocaram-se com taxas menores e refletem atrasos. O resultado é uma separação dos componentes da pluma, fenômeno conhecido como **efeito cromatográfico**.



**Figura 5.3.20** - Tempos de chegada de cloreto, tetracloroeto de carbono e tetracloroetileno em um ponto de medida situado 5,0 m a jusante do poço de injeção em um experimento com traçadores no Canadá (modificado de Fetter, 1993).

A duração total do experimento foi de 633 dias para os orgânicos e 647 dias para o cloreto. O cloreto moveu-se muito mais do que os orgânicos e o tetracloreto de carbono moveu-se muito mais do que o tetracloreto de carbono. As velocidades relativas foram indicadas pelas posições dos centros de massa das plumas no final do experimento e são mostradas no quadro que segue:

Composto	Distância do Centro de Massa (m)	Velocidade média (cm/dia)
Íon cloro	58.21	9,00
Íon bromo	24.82	3,92
Tetracloreto de carbono	21.51	3,40
Tetracloreto de etileno	12.33	1,95
1,2 -diclorobenzeno	8.09	1,28
Hexacloroetano	Não foi detectado depois de 633 dias	

### Exercícios Propostos

1) Uma solução cuja concentração é de 400 mg/L de sais é introduzida numa coluna de areia com 3 m de comprimento, cujos poros estão inicialmente preenchidos com água destilada. A solução drena, através da coluna, com velocidade média linear de 0,8 m/d e a dispersividade longitudinal da areia é de 15 cm. Qual será a concentração da solução efluente da coluna após 5 dias?

2) Um poço receptor de resíduos industriais foi construído em um aquífero confinado horizontal, isotrópico, com espessura de 20 m, porosidade de 15%, condutividade hidráulica de  $5 \cdot 10^{-5}$  m/s e armazenamento específico de  $10^{-6} \text{ cm}^{-1}$ . A taxa de injeção é de  $6 \text{ m}^3/\text{h}$ .

- A que distância do poço de injeção se encontra a extremidade do domo potenciométrico após 1 mês?
- A que distância do poço de injeção estará a frente de contaminação, após 1 mês?

3) O chorume de um aterro sanitário está sendo lançado no meio ambiente com uma concentração de 1250 mg/L de sódio. Esse líquido infiltra em um aquífero cuja condutividade hidráulica é de 7 m/dia, com gradiente hidráulico de 3 m/km e porosidade efetiva de 0,25. Um poço de monitoramento foi construído 30 m a jusante do aterro sanitário. Qual será a concentração de sódio nesse poço 300 dias depois de iniciado o lançamento do chorume?

4) Estime também, após o mesmo tempo, a concentração de sódio em um poço de monitoramento situado 42 m a jusante do aterro sanitário.

5) Calcule a velocidade relativa de uma frente de soluto, em um sistema solo-soluto, com um coeficiente de distribuição de 23 mL/g, uma densidade do material sólido do meio poroso igual a  $2,2 \text{ gr/cm}^3$  e uma porosidade de 0,2.

### Referências

ABDUL, A. S. Migration of petroleum products through sandy hydrogeologic systems. **Ground Water Monitoring Review**, [S.l.], v. 8, n. 4, p. 73-81, 1988.

APGAR, M. A.; SATHERTHWAITE, W. B. Jr. Ground water contamination associated with the Llangollen landfill, New Castle County, Delaware. In: RESEARCH SYMPOSIUM GAS AND LEACHATE FROM LANDFILLS, 1975, New Brunswick. **Proceedings...** Cincinnati, Ohio: EPA - NERC, 1975.

AYERS, R. S.; BRANSON, R. C. Nitrates in the upper Santa Anna River Basin in relation to ground water pollution. **California Agricultural Experiment Station Bulletin**, [S.l.], n. 861, p. 60, 1973.

BROADBENT, F. E. Nitrogen in soil and water. In: SYMPOSIUM ON NITROGEN IN SOIL AND WATER, 1971, Guelph, Ontario, California. **Proceedings...** Guelph, Ontario, Canada: University of Guelph, 1971. p. 56.

CRANK, J. **The mathematics of diffusion**. Oxford: Oxford University Press, 1956. 347p.

CUSTODIO, E.; LLAMAS, M.R. **Hidrología subterránea**. Barcelona: Omega, 1976. 2 v.

DIETZ, D. N. Pollution of permeable strata by oil components. In: HEPPLE, Peter (Ed.). **Water Pollution by Oil**. Amsterdam: Elsevier, 1971. p. 128-142.

DREWRY, W. A.; ELIASSEN, R. E. Virus movement in groundwater. **Journal Water Pollution Control Federation**, [S.l.], n. 40, p. 257-271, 1968.

ECKBERG, D. K.; SUNADA, D. K. Nonsteady three phase immiscible fluid distribution in porous media. **Water Resources Research**, [S.l.], v. 20, n. 12, p. 1891-1897, 1984.

FARVOLDEN, R. N.; HUGHES, G. M. Hydrogeological implications in solid waste disposal. **Bulletin of the International Association of Scientific Hydrology**, [S.l.], v. 21, p. 146-158, 1976.

FETTER, C.W. **Contaminant hydrogeology**. New York: McMillan, 1993.

FLIPSE, W. J. Jr.; KATZ, B. G.; LINDER, J. B.; MARKEL, R. Sources of nitrate in ground water in a sewered housing development, central Long Island, New York. **Ground Water**, [S.l.], v. 22, n. 4, p. 418-425, 1984.

FLOWER, F. B. Case history of landfill gas movement through soils. In: RESEARCH SYMPOSIUM GAS AND LEACHATE FROM LANDFILLS, 1975, Cook College, Rutgers University, New Jersey. **Proceedings...** Cincinnati, Ohio: EPA - NERC, 1976. p. 177-189 (U.S. EPA n. 600/9-76-004)



- FOSTER, M. D., CREASE, R. I. Nitrate pollution of chalk ground water in east Yorkshire: a hydrogeological appraisal. In: NITRATE pollution in Europe. New York: Water Information Center, Port Washington, 1972. p. 269-271.
- FREEZE, A., CHERRY, J. A. **Groundwater**. New Jersey: Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1979. 604 p.
- FREYBERG, D. L. A natural gradient experiment on solute transport in a sand aquifer, 2. Spacial movements and the advection and dispersion of nonreactive tracers. **Water Resources Research**, [S.I.], v. 22, n. 13, p. 2031-2047, 1986.
- GARLAND, G. A., MOSHER, D. C. Leachate effects from improper land disposal. **Waste age**, [S.I.], v.6, p. 42-48, 1975.
- GERBA, C. P., WALLIS, C., MELNICK, J. L. The fate of wastewater bacteria and viruses in soil. **Journal of the Irrigation and Drainage Division**, [S.I.], v. 101, n. 3, p. 157-174, sept.1975.
- GIGER, W.; ROBERTS, P. V. Characterization of refractory organic carbon. In: MITCHEL, Ralph (Ed.). **Water Pollution Microbiology**. New York: John Wiley & Sons, 1977. v. 2
- GRIFFIN, R. A. et al. Alteration of pollutants in municipal landfill leachate by clay minerals: Part I. Column leaching and field verification. **Bulletin Illinois State Geological Survey**, [S.I.], n. 78, 1976.
- GROBA, F.; HAHN, J. Variations of groundwater chemistry by anthropogenic factors in northwest Germany. In: INTERNATIONAL GEOLOGICAL CONGRESS, 24., 1972, Montreal. **Proceedings...** Québec: Harpell's; IGC, 1972. p. 270-281. Section 11 - Hydrogeology
- HILL, A. R. Nitrate distribution in the ground water of the Alliston region of Ontario, Canada. **Ground Water**, [S.I.], v. 20, n. 6, p. 696-702, 1982.
- INESON, J.; PACKHAM, R. F. Contamination of water by petroleum products. In: HEPPLER, Peter. (Ed.). **The joint problems of the oil and water industry**. London: Institute of London, 1967. p. 97-116.
- KAUFMAN, W. J. Chemical pollution of ground water. **Water Technol./Quality**, p.152-158, 1974.
- KESWICK, B. H.; WANG, D. S.; GERBA, C. P. The use of microorganisms as ground water tracers: a review. **Ground Water**, [S.I.], v. 20, n. 2, p. 142-149, 1982.
- KIMMEL, G. E.; BRAIDS, O. C. Leachate plumes in a highly permeable aquifer. **Ground Water**, [S.I.], v. 12, p. 388-393, 1974.
- KRONE, R. B.; MCGAUHEY, P. H.; GOTAAS, H. B. Direct discharge of groundwater with sewage effluents. **Journal Sanitary Engineering Division**, [S.I.], v. 83, p. 1-25, 1957.
- KRONE, R. B.; ORLAB, G. T.; HODGKINSON, C. Movement of coliform bacteria through porous media. **Sewage and Industrial Wastes**, [S.I.], v. 30, p. 1-13, 1958.
- LANCE, J. C., GERBA, C. P., MELNICK, J. L. Virus movement in soil columns flooded with secondary sewage effluent. **Applied Environmental Microbiology**, [S.I.], v. 32, n. 4, p. 520-526, oct. 1976.
- LECKIE, J. O.; PACE, J. G.; HALVADAKIS, C. **Accelerated refuse stabilization through controlled moisture application**. Stanford, Calif.: Stanford University - Dep. Environm. Eng, 1975. Inédito.
- LEWIS, B. A. Selenium in biological systems and pathways for its volatilization in higher plants. In: NRIAGIR, J. O. (Ed.). **Environmental Biogeochemistry**. Ann Arbor, Michigan: Ann Arbor Science Publishers, 1976. p. 1.
- MCCARTHY, J. F.; ZACHARA, J. M. Subsurface transport of contaminants. **Environmental Science and Technology**, [S.I.], v. 23, n. 5, p. 496-502, 1989.
- MACKAY, D. M. et al. A natural gradient experiment on solute transport in a sand aquifer: 1. Approach and overview of plume movement. **Water Resources Research**, [S.I.], v. 22, n. 13, p. 2017-2030, 1986.
- MANTELL, C. L. **Solid Wastes**: origin, collection, processing and disposal. New York: John Wiley & Sons, 1975. 1127 p.
- MOHSEN, M. F. N. **Gas migration from sanitary landfills and associated problems**. Waterloo, Ontário, Canadá, 1975. Tese (Doutorado) - University of Waterloo, Dept. of Civil Engineering, Waterloo, 1975. Inédito.
- MORAN, R. E. Geochemistry of selenium in ground water near Golden, Jefferson County, Colorado. **Abstracts with programs of the Geological Society of America**, [S.I.], v. 8, p. 1018, 1976.
- NIGHTINGALE, H. I.; BIANCHI, W. C. Ground water turbidity resulting from artificial recharge. **Ground Water**, [S.I.], v. 15, n. 2, p. 146-152, 1977.
- OGATA, A. Theory of dispersion in a granular medium. **U. S. Geological Survey. Professional Paper**, [S.I.], n. 411-I, 1970.
- PERLMUTTER, N. M.; LIEBER, M.; FRAUENTHAL, H. L. Contamination of ground water by detergents in a suburban environment: south Farmingdale area, Long Island. **U. S. Geological Survey. Professional Paper**, [S.I.], n. 501-C, p. 170-175, 1964.
- ROBECK, G. G. Microbial problems in groundwater. **Ground Water**, [S.I.], v. 7, p. 33-35, 1969.
- ROBERTS, P. V.; GOLTZ, M. N.; MACKAY, D. A. A natural gradient experiment on solute transport: 3. Retardation estimates and mass balances for organic solutes. **Water Resources Research**, [S.I.], v. 22, n. 132, p. 2047-2059, 1986.

ROBERTSON, J. M.; TOUSSAINT, C. R.; JORQUE, M. A. **Organic compounds entering ground water from a landfill.** [S.l.]: Environmental Protection Agency, 1974. 47 p. (Environmental Protection Technology Series EPA 660/2-74-077).

SCHWILLE, F. Petroleum contamination of the subsoil: a hydrological problem. In: HEPPLER, Peter. (Ed.). **The joint problems of the oil and water industry.** London: Institute of London, 1967. p. 23-53.

SPALDING, R. F. et al. Nonpoint nitrate contamination of groundwater in Merrick Country, Nebraska. **Ground Water**, [S.l.], n. 16, p. 86-95, 1978.

VAN DAM, J. The migration of hydrocarbons in a water bearing stratum. In: HEPPLER, Peter. (Ed.). **The joint problems of the oil and water industry.** London: Institute of London, 1967.

WESNER, G. M.; BAIER, D. C. Injection of reclaimed wastewater into confined aquifers. **Journal of the American Water Works Association**, [S.l.], n. 62, p. 203-210, 1970

YEN, B. C., SCANLON, B. Sanitary landfill settlement rates. **Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE**, v.101, n. 5, p.475-487, may 1975.

## Capítulo 5.4

## VULNERABILIDADE À POLUIÇÃO DE AQUÍFEROS

Ricardo Hirata  
Amélia João Fernandes

## 5.4.1 Introdução

As duas últimas décadas têm sido marcadas pela crescente preocupação da sociedade com a degradação dos recursos hídricos subterrâneos. A maior dependência das águas subterrâneas para o abastecimento público e para a produção econômica tem forçado os governos a estabelecerem programas efetivos de proteção da qualidade de aquíferos bem como da sua remediação.

Paralelamente, os responsáveis pela gestão dos recursos hídricos estão cada vez mais conscientes das limitações técnicas, econômicas e de disponibilidade de especialistas para viabilizar a remedição de contaminações existentes, sobretudo em países em desenvolvimento. Esta situação tem mostrado que é muito mais interessante proteger o aquífero do que remediá-lo. Como resultado, tem-se notado a popularização do uso e do próprio desenvolvimento de técnicas de mapeamento de vulnerabilidade à contaminação de aquíferos, como uma ferramenta para a proteção dos recursos hídricos subterrâneos. Esta cartografia visa compatibilizar as atividades antrópicas e a capacidade do terreno em suportá-las ambientalmente.

Qualquer área urbana ou rural apresenta uma complexa ocupação, com a presença de várias atividades potencialmente poluentes. Programas de proteção das águas subterrâneas, que tentam controlar ou monitorar todas as atividades, são economicamente pouco consistentes e sua implementação apresenta restrições econômicas, administrativas e sociais. Então, a melhor estratégia para estes programas deve considerar:

- a identificação de áreas que necessitam de maior atenção ambiental ou atividades que representem maior ameaça à qualidade das águas subterrâneas, com a finalidade de dirigir a elas os recursos técnicos e financeiros de órgãos de controle, em estudos de detalhe, e aplicação de programas de monitoramento;
- a capacidade que a zona não-saturada apresenta de degradação dos contaminantes, uma vez que

o conhecimento desta característica pode resultar em redução de custos e das exigências ambientais para a instalação de novas atividades;

- o controle da ocupação em áreas que são mais sensíveis à contaminação de aquíferos; e
- a proteção de mananciais importantes que são ou serão utilizados para o abastecimento público.

A vulnerabilidade das águas subterrâneas à contaminação pode ser definida em função de um conjunto de características físicas, químicas e biológicas da zona não saturada e/ou do aquífero confinante que, juntas, controlam a chegada do contaminante ao aquífero.

Este capítulo descreve o desenvolvimento do conceito de vulnerabilidade, fornece um quadro geral dos principais métodos e técnicas empregados, aborda os problemas e limitações enfrentados e, finalmente, tece considerações sobre o futuro emprego de métodos de mapeamento de vulnerabilidade em programas de proteção da qualidade de aquíferos com ênfase na realidade latino-americana.

## 5.4.2 Evolução do Conceito de Vulnerabilidade

A vulnerabilidade de um aquífero pode ser determinada em função de vários aspectos e seu significado se diversifica conforme o contexto onde se insere. Assim, este termo tem sido utilizado pelos hidrogeólogos e administradores de recursos hídricos para expressar uma das três idéias:

- susceptibilidade intrínseca do meio aquífero em ser adversamente afetado por uma carga contaminante antrópica;
- importância sócio-econômica do recurso hídrico no presente e no futuro, incluindo a possibilidade de ser substituído por outras fontes. A vulnerabilidade, vista assim, associa-se ao conceito de recurso, e os diferentes graus de vulnerabilidade são definidos em função da disponibilidade de fontes alternativas, e mediante a análise dos custos sociais e econômicos inerentes aos programas de tratamento do aquífero e à busca de fontes alternativas (Hirata, 1994); e

- importância do aquífero em manter áreas ecologicamente importantes. Os aquíferos norte-americanos, por exemplo, são agrupados em três classes de vulnerabilidade, cuja definição se associa às características hidráulicas, à dificuldade de substituição por fontes alternativas e às propriedades ecológicas vitais que desempenham, por exemplo, manutenção do nível de base de sistemas biológicos frágeis (Canter *et al.*, 1987).

No meio técnico-científico, a primeira definição, com algumas variações entre autores, é a mais amplamente aceita e utilizada. Este conceito foi preliminarmente utilizado nos anos 60 por Le Grand (1964), nos EUA, por Albinet & Margat (1970), na França, e Taltasse (1972), no Brasil e mais amplamente nos anos 80 por vários outros autores (Aller *et al.*, 1987; Bachmat & Collin, 1987; Foster & Hirata, 1988).

Em uma acepção mais moderna, a vulnerabilidade é analisada em função das características dos materiais que recobrem a zona saturada e que conferem algum grau de proteção às águas subterrâneas contra uma carga contaminante antrópica imposta (Foster & Hirata, 1988). Estas características do meio consistem na capacidade do mesmo em degradar e/ou impedir hidraulicamente a chegada de contaminantes vindos da superfície e originados de uma atividade humana.

Aqui o termo vulnerabilidade é definido como a susceptibilidade intrínseca do meio aquífero em ser adversamente afetado por uma carga contaminante antrópica. Foster & Hirata (1988) definem o conceito de perigo de contaminação das águas subterrâneas (anteriormente também chamado de risco) como a inter-relação entre a vulnerabilidade do aquífero e uma carga contaminante potencial, associada a uma atividade já existente (Foster & Hirata 1988). Assim sendo, uma atividade apresentaria um grande perigo se ela estivesse localizada em um aquífero de alta vulnerabilidade. Em contraposição, a ausência de uma atividade geradora de carga contaminante ou mesmo a sua localização em áreas de baixa vulnerabilidade caracterizariam a inexistência ou um baixo perigo, dependendo do tipo de atividade em questão. O termo vulnerabilidade recebe vários adjetivos e os significados das expressões resultantes, e utilizadas neste capítulo, são descritos a seguir:

- **Vulnerabilidade Relativa** - as unidades de um mapa de vulnerabilidade são classificadas uma com relação à outra e não possuem significado absoluto;
- **Vulnerabilidade Absoluta** - cada unidade mapeada possui um significado em si, ou seja, cada índice de vulnerabilidade seria associado à capacidade de degradação de um contaminante ou grupo de contaminantes, como descrito na tabela 5.4.1;
- **Vulnerabilidade Geral ou Universal** - dirige-se a todas as atividades ou classes de contaminantes; e

**Vulnerabilidade Específica** - volta-se a um certo contaminante ou ainda atividade ou classe de contaminantes.

Um mapa de vulnerabilidade relativa opõe-se ao de vulnerabilidade absoluta, mas ambos podem ser gerais ou específicos. Da mesma forma, o adjetivo geral/universal opõe-se a específico, mas ambos podem ser relativos ou absolutos.

Considera-se que a complexidade dos sistemas aquíferos e do comportamento de diferentes classes de contaminantes em subsuperfície dificilmente poderia ser representada de forma integral por um único mapa de vulnerabilidade. Isso tem feito com que alguns hidrogeólogos advoguem que seria mais realista analisar cada uma das atividades potencialmente contaminantes de forma individual. Entretanto, tal procedimento esbarra em limitações de recursos humanos e econômicos, sobretudo para os países em desenvolvimento, como os da América Latina.

Uma outra possibilidade seria a construção de mapas de vulnerabilidade específica para cada poluente, grupo de contaminantes (bactérias e vírus; nutrientes; metais pesados; solventes clorados; hidrocarbonetos e sais) ou mesmo para cada tipo de atividade antrópica (estações de serviço, agricultura, lagoas de oxidação, aterros de resíduos sólidos etc.). Desta forma, ao contrário de um único mapa, ter-se-ia um atlas, no qual seriam reunidas todas estas cartas. Apesar dos Sistemas Geográficos de Informação facilitarem o manuseio e atualização de tais atlas, as limitações econômicas e técnicas ainda são muito relevantes. Por exemplo, existem muitas dificuldades técnicas para a produção de um mapa, que resulte do cruzamento de vários, voltado aos planejadores, os quais devem ser grandes usuários de mapas de vulnerabilidade.

Muitos destes problemas podem ser superados se houver consciência de que a cartografia de vulnerabilidade não é um substituto dos estudos de detalhe, mas um primeiro passo na identificação dos maiores perigos ambientais, em escala municipal ou mesmo estadual. Assim, o mapeamento da vulnerabilidade poderia auxiliar na identificação de prioridades de ação por parte dos órgãos de controle ambiental, indicando tanto aquelas atividades já instaladas e que poderiam estar pondo em perigo o aquífero, como definindo o nível de exigências ambientais com relação às novas atividades, com base na vulnerabilidade das águas subterrâneas.

A complexidade hidrogeológica, que faz com que cada ambiente seja único, dificulta, também, que métodos de cartografia de vulnerabilidade classifiquem os aquíferos de forma absoluta, ou seja, que cada unidade tenha significado próprio. A grande maioria dos métodos existentes classifica os aquíferos de forma relativa.

Embora o procedimento de um índice relativo seja mais simples e, de certa forma, até mais confiável, ele cria dificuldades práticas em sua implementação,

incluindo a compatibilização de mapas gerados em diferentes etapas ou com métodos distintos. Da mesma forma, o planejador enfrenta dificuldades para estabelecer os usos do terreno frente à vulnerabilidade relativa. Nesse sentido, Foster (1998) e Foster *et al.* (2002) têm sugerido uma definição prática de classes de vulnerabilidade absoluta, apresentadas na tabela 5.4.1.

### 5.4.3 O Comportamento de Contaminantes e a Vulnerabilidade de Aquíferos

A vulnerabilidade de um aquífero pode ser caracterizada em função da interação de duas propriedades dos materiais subjacentes ao aquífero (zona não saturada e/ou aquífero) (Foster & Hirata, 1988) descritas a seguir:

- acessibilidade hidráulica à penetração de contaminantes até atingir a zona saturada do aquífero (advecção de contaminantes); e
- capacidade de atenuação, a qual é resultante da retenção ou reação físico-química de contaminantes (dispersão, retardação e degradação).

Segundo esta definição, existirá contaminação se:

- os materiais subjacentes ao aquífero permitirem a passagem do poluente que, neste caso, chegaria à zona saturada; e
- o poluente for quimicamente persistente e tiver concentração suficiente para que possa superar a capacidade de atenuação imposta pelos materiais subjacentes ao aquífero.

### Acesso Hidráulico à Zona Saturada do Aquífero

A vulnerabilidade de um aquífero é tanto menor quanto mais difícil ou demorado for o acesso hidráulico do contaminante à zona saturada. Assim, numa avaliação de vulnerabilidade, é importante estimar o período de tempo que a água, durante o seu fluxo, gasta para percorrer uma determinada distância, ou seja, o tempo de trânsito. Tempos de trânsito mais longos permitem, via de regra, uma maior possibilidade de atenuação dos contaminantes, pois há mais tempo para que as reações de degradação se processem. Isso é particularmente verdade para poluentes pouco persistentes, como bactérias e vírus, ou mesmo para compostos degradáveis, como algumas substâncias orgânicas sintéticas ou naturais.

O tempo de trânsito é governado pelos fatores expressos na Lei de Darcy aplicada à zona não saturada, onde a condutividade hidráulica será função da umidade do meio:

Classes de Vulnerabilidade	Definição Prática	Exemplos de Compostos Contaminantes
Extrema	Vulnerabilidade a muitos poluentes, incluindo os rapidamente degradáveis em muitos cenários de contaminação	
Alta	Vulnerável a muitos poluentes, exceto aqueles muito pouco móveis e pouco persistentes	
Moderada	Vulnerável a alguns poluentes, e somente quando continuamente lançados	
Baixa	Somente vulnerável a contaminantes conservativos em longo prazo, quando continuamente e amplamente lançados	
Negligenciável	Não vulnerável, exceto em locais restritos que permitam o fluxo vertical (Ex: zonas de fraturas)	

- Pesticidas catiônicos, metais pesados não associados à elevada carga orgânica ou em condições de pH e Eh extremados.
- Bactérias e vírus e compostos aromáticos
- Hidrocarbonetos clorados e não-clorados
- Sais e nitrato
- Sais e nitrato quando hidráulicamente possível

**Tabela 5.4.1** - Classes de vulnerabilidade absoluta de aquíferos à contaminação (modificado de Foster, 1998; Foster *et al.*, 2002).

$$v = \frac{K(\theta)}{\eta_e} \frac{\partial h}{\partial b} \tag{5.4.1}$$

sendo **v** a velocidade real, **K(θ)** a condutividade hidráulica, **(θ)** a umidade do solo, **b** a distância entre a superfície, onde se encontra a atividade antrópica, e o teto do aquífero, **h** a carga hidráulica e **η<sub>e</sub>** a porosidade efetiva.

A estimativa de **K** pode ser difícil de obter quando estão presentes fraturas ou outras macro-porosidades, que, em algumas condições, comportam-se como dutos preferenciais e acabam por permitir que o fluxo de água e de contaminantes se processe de forma mais fácil e rápida, que no material original não fraturado.

Além da espessura da zona não saturada, outros aspectos da geometria do aquífero, tais como presença de multicamadas nos materiais subjacentes ao aquífero, também exercem influência sobre o tempo de

trânsito, pois aumentam o percurso percorrido. Apesar da dificuldade em avaliar a vulnerabilidade de aquíferos multicamadas, devido à sua complexa geometria, os mesmos podem representar uma situação favorável para a exploração. O bombeamento destes aquíferos, nos quais a concentração de contaminantes não é homogênea, pode ser seletivo com relação aos diferentes níveis, o que poderia permitir extrações de água com concentrações aceitáveis, dependendo da toxicidade dos compostos.

Sob condições de recarga natural, o clima exerce importante controle sobre o tempo de trânsito. Para climas semi-áridos, a água disponível é mais determinante que a própria condutividade hidráulica do meio, sendo o oposto para climas úmidos. A figura 5.4.1 apresenta os tempos de trânsito em quatro diferentes condições climáticas e para três materiais com valores distintos de condutividade hidráulica saturada. Esta figura foi gerada a partir de um modelo numérico de fluxo para a zona não-saturada, VS2DT da *Waterloo Hydrogeologic Inc.* Não foram simuladas atividades que gerassem cargas hidráulicas adicionais. As condições climáticas foram: equatorial úmido (> 2.000 mm/ano); tropical úmido com estações secas e úmidas distintas (1.500 mm/ano); temperado (800 mm/ano) e semi-árido (< 200 mm/a). As condições hidráulicas do solo foram: solo arenoso ( $K_{sat} = 10^{-3}$  cm/s); solo argilo-arenoso ( $K_{sat} = 10^{-4}$  cm/s) e solo argilo-siltoso ( $K_{sat} = 10^{-5}$  cm/s). Para todas as condições mencionadas, a zona não-saturada era de 25 m e o tempo máximo de trânsito de 10 anos (Hirata & Bertolo, 2002).

Há uma inequívoca relação entre a recarga e a vulnerabilidade, uma vez que o transporte de muitos contaminantes até a zona saturada do aquífero ocorre na fase dissolvida, como parte do processo de recarga (Foster, 1998). Desta forma, a correta aplicação de técnicas de vulnerabilidade deve ser precedida pelo entendimento do modelo conceitual de circulação das águas subterrâneas, sobretudo dos mecanismos que controlam a recarga do aquífero e a relação do aquífero estudado com as outras unidades hidrogeológicas.

Apesar desta relação, considera-se pouco realista a incorporação da recarga natural nos métodos de determinação da vulnerabilidade geral, pois todas as ocupações antrópicas acabam por induzir mudanças nas taxas de recarga. Muitas atividades podem gerar importantes cargas hidráulicas adicionais (Foster & Hirata, 1988) independentemente do clima local (tabela 5.4.2). Um bom exemplo disto é a recarga induzida por uma lagoa de oxidação ou mesmo pela urbanização. É notável que diferentes cidades sob diferentes condições climáticas acabem tendo recargas similares (figura 5.4.2). Embora a urbanização possa reduzir a recarga através da impermeabilização do terreno à chuva, novas fontes de água podem induzi-la, tais como aquelas associadas a vazamento da rede de água potável, de esgoto e de drenagens pluviais e também ao excesso de irrigação em parques e jardins.

A recarga natural somente terá importância, em um mapeamento de vulnerabilidade, quando a atividade antrópica não impuser uma carga hidráulica adicional importante, como a agricultura sem irrigação, a

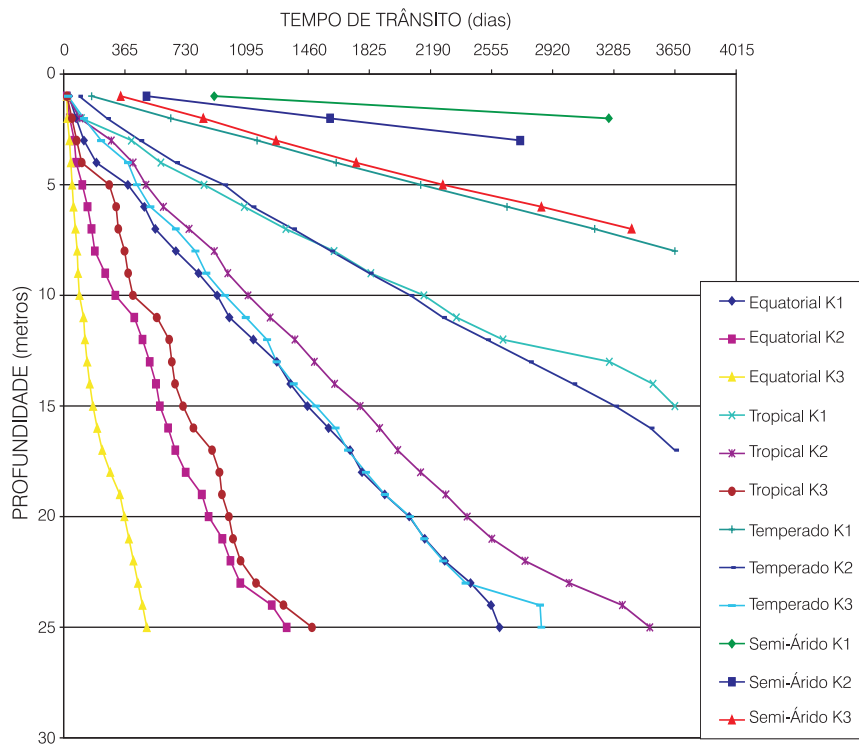


Figura 5.4.1 - Tempo de trânsito na zona não-saturada para um contaminante móvel e persistente em quatro condições climáticas distintas. K<sub>1</sub>, K<sub>2</sub> e K<sub>3</sub> são diferentes condutividades hidráulicas em solos (adaptado de Hirata & Bertolo, 2002).

Atividade	Características da Carga Contaminante				
	Distribuição por Categoria	Principais Tipos de Contaminante	Sobrecarga Hidráulica Relativa (*)	Descarga Abaixo do Nível do Solo (**)	
<b>Urbanização</b>					
Saneamento sem rede de esgoto	u/r - P - D	n - f - o	+	•	
Vazamentos na rede <sup>(a)</sup>	u - P - L	o - f - n	+	•	
Lagoas de oxidação de efluentes	u/r - P	o - f - n	++	•	
Área de descarga de efluentes	u/r - P - D	n - s - o - f	+	•	
Descarga de efluentes em rios	u/r - P - L	n - o - f	++	•	
Lixiviação de efluentes de aterros sanitários ou lixões	u/r - P	o - s - h	•	•	
Tanques de combustível	u/r - P - D	o	•	•	
Drenagem de estradas	u/r - P - D	s - o	+	•	
<b>Industrialização</b>					
Vazamento de tanques ou tubulações <sup>(b)</sup>	u - P - D	o - h	•	•	
Derramamentos acidentais de produtos químicos	u - P - D	o - h	+	•	
Lagoas de águas de processo ou efluentes	u - P	o - h - s	++	•	
Área de descarga de efluentes	u - P - D	o - h - s	+	•	
Descarga de efluentes em rios	u - P - L	o - h - s	++	•	
Lixiviação em aterros de resíduos sólidos e lixões	u/r - P	o - h - s	•	•	
Drenagem por valas de infiltração	u/r - P	o - h	++	•	
Deposição de poluentes transportados por dispersão aérea	u/r - D	s - o	•	•	
<b>Práticas Agrícolas <sup>(c)</sup></b>					
Culturas	Utilização de agroquímicos	r - D	n - o	•	•
	Irrigação	r - D	n - o - s	+	•
	Com excremento animal	r - D	n - o - s	•	•
	Com utilização de efluentes na irrigação	r - D	n - o - s - f	+	•
Criação de gado e processamento de culturas	Lagoa de efluentes	r - P	f - o - n	++	•
	Área de descarga de efluentes	r - P - D	n - s - o - f	•	•
	Descarga de efluentes em rios	r - P - L	o - n - f	++	•
<b>Mineração</b>					
Mudanças no regime de fluxo	r/u - P - D	s - h	•	•	
Descarga de águas drenadas	r/u - P - D	h - s	++	•	
Lagoas de água de processo e efluentes	r/u - P	h - s	+	•	
Lixiviação em aterros de resíduos sólidos e bota foras	r/u - P	s - h	•	•	
<b>Legenda</b>					
(a) = pode incluir componentes industriais		n = nutrientes			
(b) = pode ocorrer também em áreas não industriais		f = agentes patogênicos			
(c) = a intensificação das culturas é o principal perigo de contaminação		o = compostos orgânicos e matéria orgânica			
u/r = urbano/rural		s = salinidade			
P/L/D = pontual/linear/difuso ou multipontual		h = metais pesados			
+ = presença de sobrecarga hidráulica		++ = forte sobrecarga hidráulica			
• = ocorre		• = não ocorre			
(*) = aumento da quantidade de água infiltrada no solo					
(**) = infiltração do contaminante abaixo do nível do solo devido a características da atividade.					

**Tabela 5.4.2** - Sumário das atividades que potencialmente geram carga contaminante para o subsolo (Foster & Hirata, 1988).

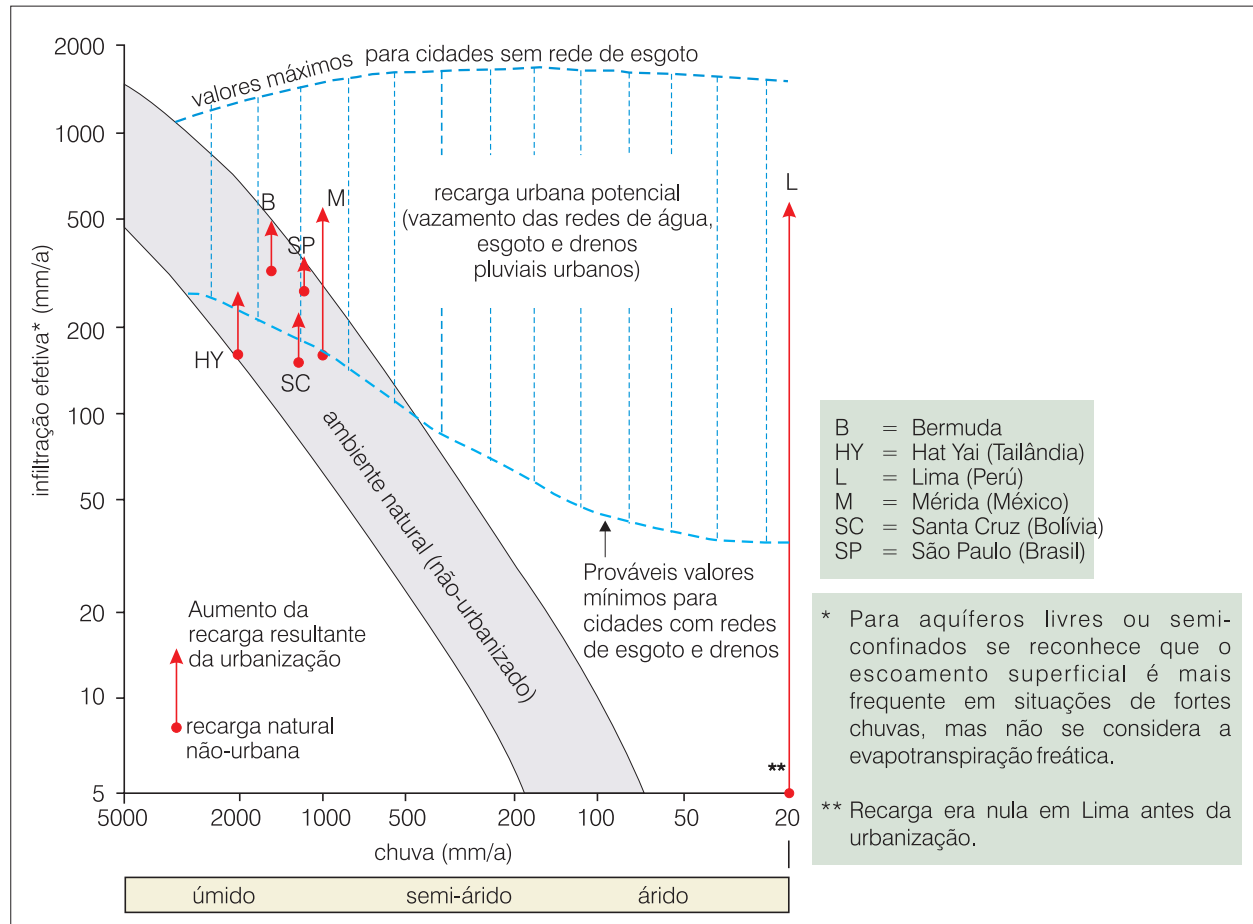


Figura 5.4.2 - Aumento potencial da recarga em aquíferos não confinados, induzido pela urbanização. A ponta da seta representa a recarga total (natural e urbana) resultante (modificado de Foster *et al.*, 1999).

estocagem de matéria prima em área aberta e os lixões. É importante mencionar que a presença de baixa recarga natural reduzirá a probabilidade de criação de chorume em lixões e aterros em climas mais secos. Entretanto, isto também acaba por criar um líquido percolante mais concentrado, pois não haverá o efeito da diluição. Isto também é verdade no caso de áreas urbanas sem rede de esgoto, onde a concentração do nitrato será uma função da recarga advinda da infiltração da chuva e das perdas da rede de água, quando for o caso (Foster & Hirata, 1988). Fora essas situações, é mais prático analisar a recarga como parte da atividade antrópica do que tentar incorporá-la ao próprio método de vulnerabilidade de aquífero.

O tipo de aquífero, se confinado ou livre, exerce o maior controle sobre o acesso hidráulico de contaminantes ao aquífero, independentemente do contaminante considerado (Hirata, 1994). Aquíferos confinados, e ainda com fluxo ascendente, por exemplo, são, a princípio, os mais bem protegidos, pois dificilmente o contaminante chegaria à zona saturada, exceto se, por exploração do próprio aquífero, houvesse uma inversão do sentido do fluxo. Ao contrário, aquíferos livres e rasos em terrenos permeáveis são os mais vulneráveis.

As zonas de descarga próximas aos rios, correspondem a uma situação que favorece a proteção do aquífero, pois permitem a dispersão da pluma contaminante, devido à concentração de diferentes tubos de fluxo.

### Processos de Atenuação de Contaminantes

A atenuação de uma pluma contaminante, quando esta atravessa a zona não saturada e/ou aquífero, pode, em função do tipo de poluente, englobar um ou mais dos seguintes processos:

- **Dispersão** - fenômeno no qual o soluto que é transportado pela advecção sofre mistura com águas não-contaminadas, causando uma redução na concentração, sem, contudo, alterar a sua massa. Seu efeito é mais pronunciado na zona saturada. Para contaminantes muito persistentes e móveis é o mecanismo mais eficiente de redução do impacto ao aquífero, sendo mais pronunciado em áreas de alta recarga;
- **Retardação** - fenômeno causado por um grupo de processos, capitaneado pela adsorção, que faz com que a velocidade de transporte



do contaminante seja menor que a das águas subterrâneas; devido a este processo, alguns contaminantes, desde que não haja mudanças significativas das condições físico-químicas do meio, podem ser considerados imóveis e, portanto, de baixo impacto ao aquífero; e

- **Degradação** - fenômeno que causa a redução da massa do contaminante por reações bio-físico-químicas.

O solo é uma das maiores defesas contra a contaminação antrópica de aquíferos, não somente pela sua posição, entre a carga poluente e a zona saturada, mas, também, por suas características bio-físico-químicas, que induzem à degradação de muitas substâncias e micro-organismos patogênicos. A zona não saturada e, particularmente, o solo biologicamente ativo, mostram uma grande capacidade de atenuação relacionada a:

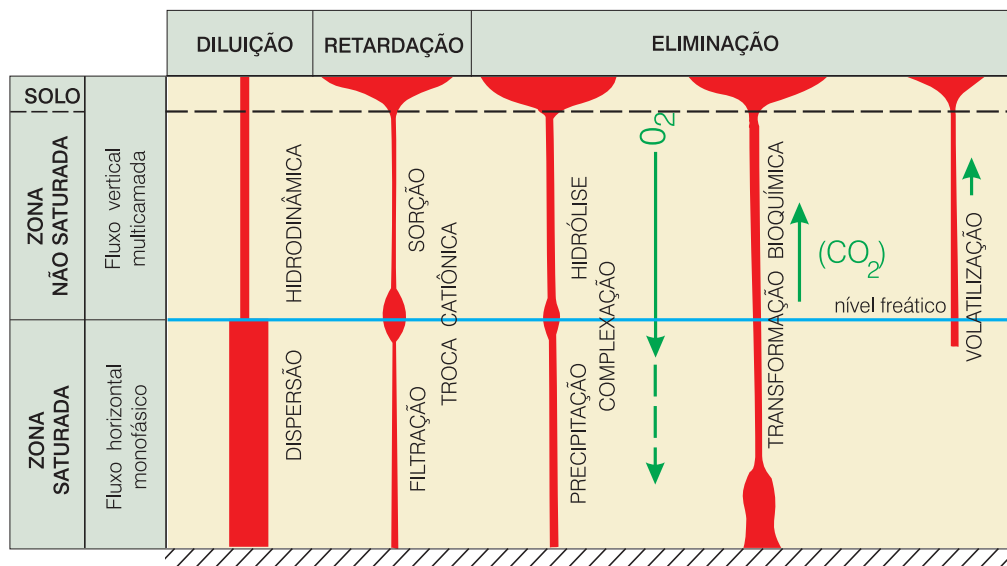
- mecanismos de sorção (adsorção e absorção) e eliminação de bactérias e vírus patogênicos;
- adsorção, troca catiônica e precipitação, por exemplo, de carbonatos, sulfatos e hidróxidos, são mecanismos importantes para a atenuação de metais pesados e outros compostos inorgânicos;
- adsorção e biodegradação de muitos hidrocarbonetos e compostos orgânicos sintéticos (figura 5.4.3).

Diferentes tipos de argilas, óxidos, hidróxidos e matéria orgânica apresentam diferentes capacidades de adsorção de contaminantes e troca iônica, retardando e reduzindo a concentração de contaminantes ao longo da zona não-saturada (tabela 5.4.3). No entanto, para muitas fontes de

contaminação pontuais, é realizada a retirada do solo ou a carga poluente é aplicada na base deste, tais como em cavas, trincheiras, lagoas e pedreiras. Nestes casos, a capacidade de atenuação do solo não contribui para reduzir a vulnerabilidade (tabela 5.4.2). É importante mencionar que se a atividade poluente tem carga orgânica e ácida suficiente para produzir mudança geral significativa no Eh e pH da zona não-saturada, é possível introduzir comportamento distinto das camadas protetoras do aquífero para alguns contaminantes, mudando a vulnerabilidade do aquífero.

Para substâncias pouco persistentes e pouco móveis (microorganismos patogênicos, por exemplo) o tempo de chegada ao aquífero é um fator importante. Para estes compostos, a advecção e a retardação são elementos chave para a definição da vulnerabilidade. Ao contrário, para compostos muito persistentes e móveis (sais inorgânicos, por exemplo), tais parâmetros são pouco significativos, já que a contaminação do aquífero ocorrerá mais cedo ou mais tarde. Com relação a estes compostos, a dispersão, ainda que de difícil estimativa, pode desempenhar um papel importante em uma cartografia de vulnerabilidade, sobretudo com relação às áreas de recarga. Em alguns casos, uma cartografia de vulnerabilidade para compostos persistentes e móveis tem pouco significado prático (Foster, 1987), uma vez que a contaminação ocorrerá fatalmente.

As características físico-químicas do meio afetam ou determinam o comportamento de muitos compostos. A desnitrificação ou a mobilidade de metais pesados podem servir de exemplo. Lamentavelmente, uma cartografia que destaque estas características é extremamente difícil, devido à falta de dados (tabela 5.4.4).



**Figura 5.4.3** - Processos que promovem a atenuação de contaminantes em sistemas de água subterrânea. A espessura das barras é proporcional à intensidade do processo (adaptado de Gowler, 1983).

Condições Climáticas	Tipo de Solo	Propriedades	Acessibilidade Hidráulica	Capacidade de Atenuação	Vulnerabilidade Relativa
Equatorial	Solo ferralítico	Solos de baixa fertilidade, com textura uniforme, horizontes A, B e C pouco diferenciados. Estes solos são altamente intemperizados, lixiviação ácida de cátions de base e sílica, caolinita é o argilomineral estável, óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio são os minerais secundários mais comuns. Estes solos são de pouca espessura (<2m) e formados em clima úmido moderado.	Solos friáveis com alto valor de K, por causa da porosidade secundária (estrutura colunar), quando o conteúdo de matéria orgânica é alto.	Média - Baixa	Média
Tropical úmido com alternância de estações seca e úmida	Solo podzólico vermelho-amarelo (clima temperado moderado)	Solos com pronunciada diferenciação dos horizontes A (areia), B (argilominerais acumulados) e C. Espessura em torno de 1,5 m e um pouco mais fértil que o ferralítico. Estes solos são pouco mais siltosos e são formados por minerais de baixa resistência ao intemperismo. Eles são ácidos, bem drenados, caolinita é o principal argilomineral, apresenta óxidos e hidróxidos de ferro.	Solos bem drenados, mas com menos acessibilidade hidráulica que os solos ferralíticos.	Média	Média
Temperado úmido	Solo marrom e solo lixiviado	Tipo 1 - solos formados a partir de rochas permeáveis: baixa espessura (0,45 m), muito ácidos (pH = 4,5) baixo conteúdo de cátions de base, caolinita < 20%, alto conteúdo de matéria orgânica no horizonte A (5%); horizonte B pobremente enriquecido em argilominerais. Tipo 2 - solos formados a partir de rochas de baixa permeabilidade: mesma estrutura do tipo 1, mas um pouco mais espesso (0,7 m) e horizonte B enriquecido em argilominerais.	Solos pouco espessos e drenados	Baixa	Alta
Semi-árido	Solos <i>chestnut</i> e solos marrons	Solos pouco espessos (0,5 m). Horizonte A tem menos de 25 cm de espessura. CaCO <sub>3</sub> e argilominerais acumulam-se no horizonte B. Argilominerais com elevada capacidade de troca catiônica (montmorilonita).	Solos pouco espessos e drenados. Níveis freáticos profundos	Alta	Baixa

**Tabela 5.4.3** - Características da vulnerabilidade à poluição de aquíferos para alguns tipos de solos em diferentes condições climáticas (Hirata & Bertolo 2002).

### 5.4.4 Os Métodos de Cartografia da Vulnerabilidade

Os métodos de vulnerabilidade devem traduzir o comportamento dos contaminantes em subsuperfície. O grande problema é compatibilizar a complexidade da interação entre poluentes e o ambiente hidrogeológico com as simplificações necessárias para fazer o método aplicável, reprodutível e confiável.

Para representar a possível complexidade, alguns autores têm incluído vários parâmetros em seus métodos (Hargerty *et al.*, 1973; Phillips *et al.*, 1977; Kulfs, 1980), que reunidos muitas vezes sob a forma de multiplicação ou de adição, perdem seu significado físico. A utilização de muitos fatores, somando ou multiplicando a incerteza da informação, aumenta a possibilidade de errar. Em outras ocasiões, os

métodos consideram informações detalhadas de poucos pontos, esquecendo-se que a cartografia de vulnerabilidade deve ser homogênea para toda a área e que a variação espacial dos parâmetros é muito mais importante.

Autores como Seller & Canter (1980), Le Grand (1983) e Carter *et al.* (1987) têm sugerido a elaboração de atlas contendo vários mapas de vulnerabilidade para determinados contaminantes. Apesar deste procedimento encarecer os trabalhos e de, certa forma, dificultar a interpretação ambiental, seus resultados têm melhor significado do ponto de vista técnico-científico. Outra aproximação seria o desenvolvimento de métodos que analisassem somente um tipo de atividade contaminante (como por exemplo, tanques de combustível enterrados).

Tal procedimento, fatalmente, tropeça na inexistência de informações e/ou dados adequados.

Contaminante	Transformações Bioquímicas		Reações Químicas		Retardação Físico-Química	
	Aeróbica	Anaeróbica	Ácida	Alcalina	Ácida	Alcalina
Metais Pesados						
Cádmio (Cd)	•	•	•	••	•	•
Cromo (Cr)	•	•	•	•	••	•
Cobre (Cu)	•	•	•	••	••	•
Chumbo (Pb)	•	•	•	••	•	••
Mercúrio (Hg)	•	•	•	••	•	••
Prata (Ag)	•	•	•	••	•	••
Zinco (Zn)	•	•	•	••	•	••
Compostos Inorgânicos						
Amônio (NH <sub>4</sub> )	••	•	•	•	•	••
Nitrato (NO <sub>3</sub> )	•	••	•	•	•	•
Sódio (Na)	•	•	•	•	•	•
Sulfato (SO <sub>4</sub> )	•	••	•	•	•	•
Fluoreto (F)	•	•	•	•	••	•
Cloreto (Cl)	•	•	•	•	•	•
Arsênio (As)	•	•	•	•	•	••
Selênio (Se)	•	•	••	•	••	•
Cianeto (CN)	•	•	•	•	••	•
Compostos Orgânicos						
Hidrocarbonetos alifáticos	••	•	•	•	••	••
Fenóis	••	•	•	•	•	•
Benzeno	••	•	•	•	••	••
Tolueno	••	•	•	•	••	••
Aromáticos poliaromáticos	•	•	•	•	•	•
Compostos Orgânicos Halogenados						
Tricloroeteno	•	•	•	•	•	•
Tetracloroeteno	•	•	•	•	•	•
111 Tricloroetano	•	•	•	•	•	•
Tetracloroeto de Carbono	•	•	•	•	•	•
Clorofórmio	•	•	•	•	•	•
Cloreto de metila	•	•	•	•	•	•
Clorobenzeno	••	•	•	•	••	••
Clorofenóis	••	•	•	•	•	•
Microorganismos						
Coliformes fecais	•	•	•	•	•	•
Bactérias patogênicas	•	•	•	•	•	•
Vírus patogênicos	•	•	••	•	•	••

• = provavelmente não ocorre      • = pode ocorrer      •• = provavelmente ocorre

**Tabela 5.4.4** - Sumário do comportamento em subsuperfície de um grupo selecionado de contaminantes (adaptado de Foster & Hirata, 1988).

Conseqüentemente, outros autores (Albinet & Margat, 1970; Haertlé, 1983; Aller *et al.*, 1987; Foster & Hirata, 1988; Hirata *et al.*, 1991) têm sugerido o uso de sistemas menos refinados e mais generalistas, tal como a construção de um mapa de vulnerabilidade geral, ou seja, para todos os contaminantes.

Uma grande vantagem dos métodos de vulnerabilidade é que muitos deles podem utilizar dados qualitativos, permitindo, assim, o trabalho com intervalos de valores bastante amplos. O uso de probabilidade estatística na determinação dos parâmetros que afetam o transporte de contaminantes e na determinação do impacto da degradação ambiental tem sido introduzido nos modelos matemáticos de simulação, possibilitando flexibilizar os valores absolutos que antes eram usados (técnica de Monte Carlo, e.g.). No entanto, esses métodos podem ser aplicados somente onde já existe um conhecimento detalhado da hidráulica do aquífero, o que limita seu alcance prático (Foster *et al.*, 1992). Por outro lado, a flexibilidade pode acarretar que muitos métodos de determinação da vulnerabilidade tenham pouca objetividade, já que seriam função da experiência do hidrogeólogo e, portanto, de difícil reprodutibilidade. Desta forma, pode-se entender que os métodos cartográficos da vulnerabilidade são mais compatíveis com a inexistência de dados hidráulicos e físico-químicos detalhados. Devem ser voltados a grandes áreas, escalas regionais, e analisar um número relativamente grande de atividades potencialmente contaminantes com um nível de informação reduzido. Assim, a falta de dados e a complexidade geológica são superadas por informação mais geral e distribuída homogeneamente em termos geográficos.

Hirata (1993) afirma que um inventário das atividades contaminantes, acompanhado de uma definição clara dos compostos químicos implicados, os processos envolvidos e as formas de distribuição das matérias primas e dos resíduos, torna-se mais importante que a própria determinação da vulnerabilidade dentro de um estudo de perigo de contaminação de aquíferos.

A tabela 5.4.5 mostra os diferentes métodos de cartografia de vulnerabilidade de aquíferos, descrevendo seus objetivos principais e os parâmetros a determinar. Uma excelente avaliação de métodos de vulnerabilidade pode ser encontrada em Vrba & Zaporozec (1994).

O método **GOD** (Foster & Hirata, 1988) tem sido uma das técnicas para determinação de vulnerabilidade mais utilizadas na América Latina e Caribe durante os anos 90, por causa de sua simplicidade de conceitos e aplicação. As informações necessárias à aplicação deste método são disponíveis em estudos básicos de hidrogeologia regional. A sua denominação é um acrônimo dos três seguintes fatores, em inglês:

- confinamento do aquífero (**G**roundwater hydraulic **c**onfinement), o qual pode ser classificado em

confinado não drenante, confinado drenante ou livre;

- natureza composicional da zona não saturada e/ou aquífero e seu grau de fraturamento (**O**verlying **s**trata); e
- profundidade do nível d'água ou da base da camada confinante do aquífero (**D**ePTH to **g**roundwater **t**able).

Para cada um destes fatores existe uma gradação de 0 ou 0,3 a 1,0, que, multiplicados entre si, definem o grau de vulnerabilidade do aquífero, como ilustrado na figura 5.4.4. Nesta figura também é dado um exemplo de aplicação do método GOD. Foi escolhida a área aflorante do Sistema Aquífero Guarani (Formação Botucatu), na região de Ribeirão Preto, tendo sido obtido índice de 0,6, correspondente a vulnerabilidade alta.

O **DRASTIC** (Aller *et al.*, 1987) é o método mais popular de cartografia de vulnerabilidade na Europa e Estados Unidos. Este método gera um índice relativo de vulnerabilidade que é obtido pela soma ponderada de sete parâmetros: profundidade do nível de água, recarga natural, meio aquífero, solo, topografia (declividade), zona vadosa e condutividade hidráulica da zona saturada. Na figura 5.4.5 é mostrado um exemplo de aplicação do método para a mesma situação de aplicação do método GOD (figura 5.4.4).

O valor resultante de índice de vulnerabilidade, para o exemplo escolhido, foi de 154 que, segundo a USEPA, representa vulnerabilidade alta, situação que ocorre para todos os índices superiores a 150 (USEPA, 1994).

### 5.4.5 Limitações do Uso dos Mapas de Vulnerabilidade de Aquíferos

Se de um lado é clara a importância do zoneamento de terrenos como forma de melhor ocupá-los, e os métodos de vulnerabilidade podem ser uma ferramenta útil para isso, há ainda várias questões que necessitam de aprofundamento e solução. Algumas destas limitações são descritas a seguir.

Não existe ainda uma concordância geral sobre o conceito de vulnerabilidade, apesar das tentativas de unificação, feitas por alguns autores, incluindo dois importantes grupos profissionais de hidrogeólogos (NRC, 1993; Vrba & Zaporozec, 1994). Um dos pontos notáveis é que alguns métodos restringem-se a analisar a facilidade com que o material, entre a superfície do solo e a zona saturada do aquífero, permite a travessia do contaminante. Já outros consideram, também, a mobilidade de contaminantes na zona saturada.

A falta de um conceito amplamente aceito dificulta a comparação entre diferentes métodos, sobretudo porque a quase totalidade deles gera índices de vulnerabilidade relativos.

Método	Avaliação de:	Fatores Analisados	Referência
<i>Surface Impoundment Assessment</i>	sistemas de disposição de águas servidas; vulnerabilidade específica	Zona não-saturada; Importância do recurso; Qualidade das águas subterrâneas; Periculosidade do material	Le Grand (1964)
<i>Landfill Site Ranking (Método Le Grand-Brown)</i>	aterros sanitários novos e em operação; vulnerabilidade específica	Distância aterro e poços produtores; Profundidade do nível d'água; Gradiente do aquífero; Permeabilidade e capacidade de atenuação	Le Grand (1983)
<i>Site Ranking System</i>	disposição de produtos químicos empreendimentos novos e em operação; vulnerabilidade específica	Solo, características hidráulicas, sorção e tamponamento químico; Hidrodinâmica do aquífero; Ar; População próxima	Hagerty <i>et al.</i> (1973)
Poluição dos Lençóis Aquíferos	vulnerabilidade geral	Geologia (litologia e estrutura)	Taltasse (1972)
<i>Waste-Soil Interaction Matrix</i>	disposição de resíduos sólidos e líquidos e novas indústrias; vulnerabilidade específica	Efeitos na saúde; Característica do produto químico; Comportamento do produto; Capacidade de atenuação do solo; Hidrogeologia; Características do local	Philips <i>et al.</i> (1977)
<i>Site Ranking Methodology</i>	disposição de resíduos sólidos e líquidos e novas indústrias; vulnerabilidade específica	Receptor-população; Uso da água; Uso local; Degradação Ambiental; Caminhos, nível e tipo de contaminação; Profundidade do nível d'água; Pluviometria; Permeabilidade do solo; Característica do resíduo: toxicidade, persistência, prática de manejo (aspectos operacionais e construtivos)	Kulfs <i>et al.</i> (1980)
<i>Tpe</i>	áreas de perigo de contaminação	Velocidade da água subterrânea; Porcentagem de argila; Atividade potencialmente contaminante; Exploração dos aquíferos	Silva <i>et al.</i> (1980)
<i>Hazard Ranking System</i>	áreas prioritárias para limpeza do aquífero	Migração-característica do meio e resíduo; Quantidade de produto; População próxima; Explosão e fogo; Contato direto	Caldwell <i>et al.</i> (1981)
Mapa de Vulnerabilidade	vulnerabilidade geral	Características litológicas e Área de recarga e descarga	Duarte (1980)
<i>Brine Disposal Methodology</i>	águas de formação em campos de petróleo e gás; Vulnerabilidade específica	Método de disposição; Volume; Geologia; Densidade de poços de Petróleo; Proximidade de poços de água	Western Michigan University (1981)
<i>Pesticide Index</i>	pesticidas, uso normal; Vulnerabilidade específica	Característica físico-química do pesticida; Clima; Perfil do solo; Cultura	Rao <i>et al.</i> (1985)
<i>Drastic</i>	vulnerabilidade geral	D - profundidade da água subterrânea; R - recarga; A - aquífero; S - solo; T - topografia; I - impacto no aquífero; .C - condutividade hidráulica	Aller <i>et al.</i> (1987)
<i>God</i>	vulnerabilidade geral	G - tipo de aquífero; O - litologia zona não-saturada; D - profundidade da água	Foster & Hirata (1988)
<i>Groundwater Vulnerability Map for Nitrate</i>	potencial de lixiviação de nitrato; vulnerabilidade à contaminante específico	Tipo de solo; Características hidráulicas e litológica do aquífero.	Carter <i>et al.</i> (1987)
<i>Potential Waste Sites (Pwds)</i>	disposição de resíduos sólidos; vulnerabilidade específica	Vulnerabilidade; Confinamento do aquífero; Proximidade de fontes; Tipo e quantidade de contaminante; Velocidade zona saturada; Percolação.	Sem Autoria (BGS)
(Sem Nome)	vulnerabilidade geral, baseado na teoria do fluxo-pistão	Condutividade hidráulica zona não saturada; Profundidade da água subterrânea; Umidade do solo; Recarga real.	Marcolongo & Pretto (1987)
<i>Sintacs</i>	vulnerabilidade geral	Igual ao DRASTIC, com pesos diferentes.	Civita <i>et al.</i> (1990)
(Sem Nome)	vulnerabilidade geral	Característica litológica e de permeabilidade; Profundidade da água	Adams & Foster (1992)
Perigo Associado a Sistema de Saneamento <i>In Situ</i>	áreas de maior perigo por sistemas de saneamento <i>in situ</i>	Vulnerabilidade (GOD); Densidade de população; Análises indicadores físico-químicos (condutividade elétrica).	Ferreira & Hirata (1993)
Mapa de Vulnerabilidade de Aquíferos Fraturados ( <i>Vulfrac</i> )	vulnerabilidade geral	Intensidade de fraturamento; Profundidade do nível estático; Natureza da zona não-saturada.	Fernandes & Hirata (em preparação)

**Tabela 5.4.5** - Principais métodos para a determinação da vulnerabilidade e perigo de poluição de aquíferos (adaptado de Hirata & Rebouças, 1999).

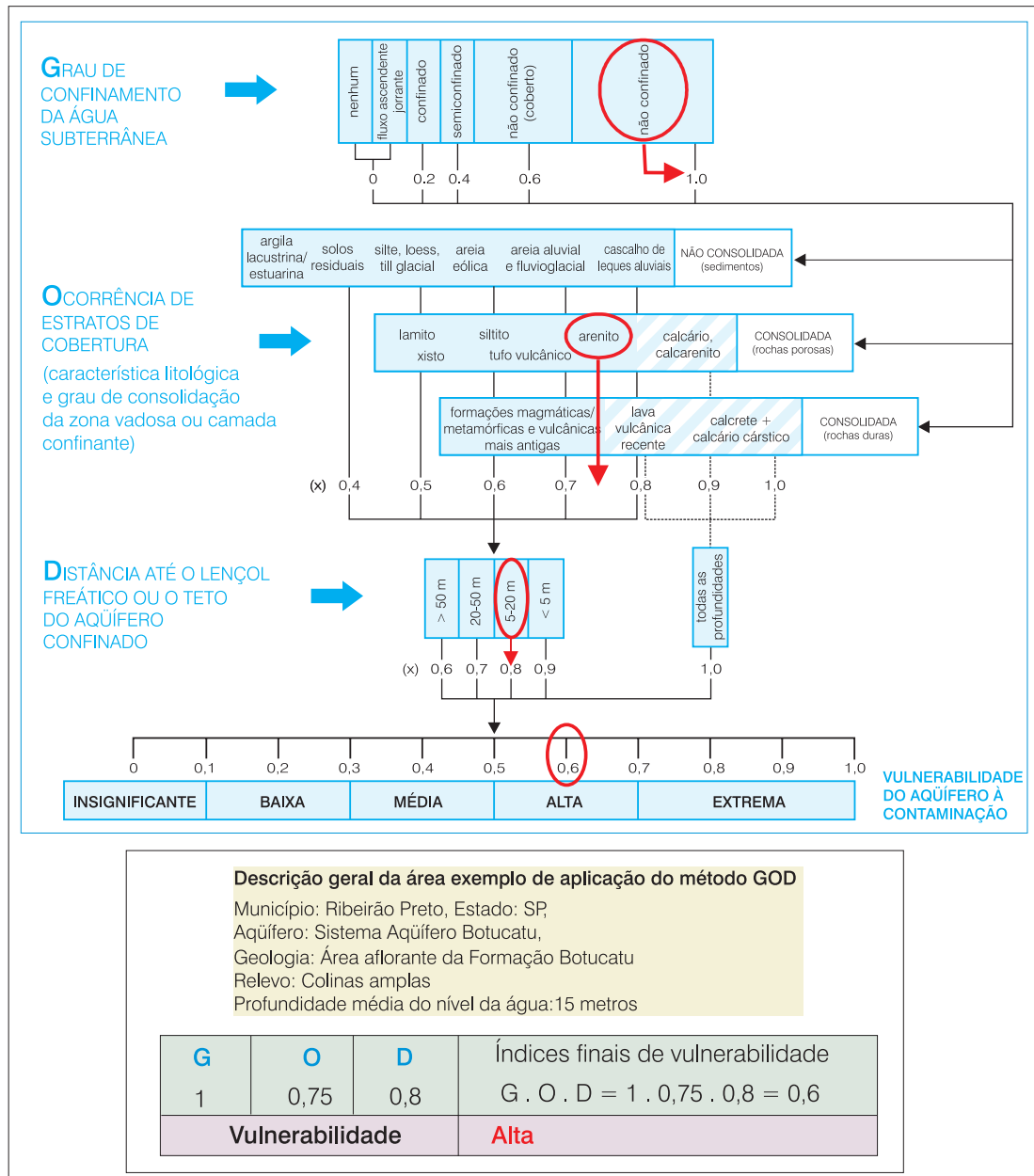
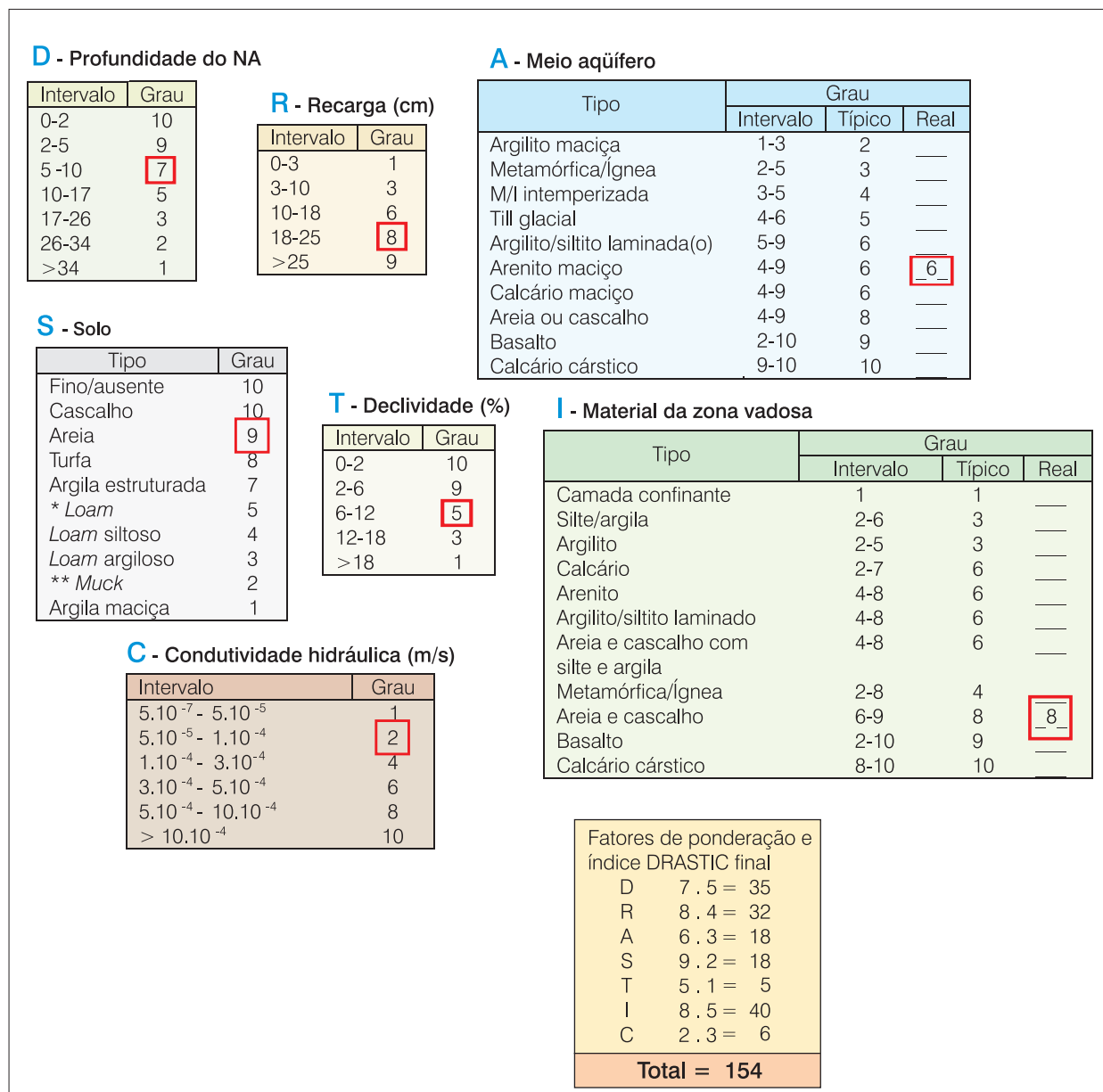


Figura 5.4.4 - O método de vulnerabilidade GOD (Foster *et al.*, 2002; modificado de Foster & Hirata, 1988) e exemplo de aplicação à área aflorante do Sistema Aquífero Guarani (Formação Botucatu) em Ribeirão Preto, SP, cujas características estão assinaladas em vermelho.

Os diferentes métodos têm se mostrado insuficientes para avaliar a vulnerabilidade em áreas de geologia complexa, como em aquíferos cristalinos, vulcânicos recentes, multicamadas (figura 5.4.6), cársticos e sistemas com porosidade dupla. A grande heterogeneidade dos materiais, resultando na difícil previsão do fluxo de poluentes segundo caminhos preferenciais, tem feito com que os métodos existentes tenham que simplificar e generalizar a hidrogeologia a grupos litológicos, muitas vezes sem o necessário detalhamento das descontinuidades presentes nestes grupos. Falta ainda um entendimento adequado da variação

dos parâmetros hidráulicos nos meios complexos, dificuldade que somente pode ser superada através do conhecimento tridimensional das características geológicas que regem o fluxo de água nestes aquíferos. Após estudos detalhados que forneçam tal informação, os métodos deverão incorporar os conceitos geológicos que melhor descrevam os fluxos preferenciais. Em aquíferos fraturados de terrenos antigos, por exemplo, os padrões de fraturamentos e os esforços associados, principalmente os de atividade cenozóica e que controlam a abertura atual das fraturas, deveriam ser analisados (Fernandes & Rudolph, 2001).



(\*) *Loam* = solo rico e permeável composto por mistura firável de proporções relativamente iguais de argila, silte e areia, geralmente contendo matéria orgânica (humus) em quantidade variável.

(\*\*) *Muck* = matéria orgânica bem decomposta, escura e finamente dividida, misturada com porcentagem elevada de matéria mineral, geralmente silte; usa-se o termo *muck soil* para um solo que contém pelo menos 50% de matéria orgânica bem decomposta.

**Figura 5.4.5** - Parâmetros e índices de ponderação do método DRASTIC (Aller et al., 1984) e exemplo de aplicação à área aflorante do Sistema Aquífero Guarani (Formação Botucatu), cujas características estão assinaladas em vermelho.

Fernandes (2003) propõe um método de análise do grau de fraturamento das rochas e suas coberturas inconsolidadas, com base na análise de lineamentos e da história tectônica mais recente, junto com os campos de esforços associados, com o objetivo de superar as dificuldades de análise da vulnerabilidade de aquíferos fraturados.

Embora existam alguns trabalhos que analisem criticamente os métodos existentes, sobretudo o DRASTIC (Holden et al., 1992, Kalinski et al., 1994,

Rosen, 1994), falta ainda uma validação das diferentes técnicas a partir de estudos de detalhe em campo, com monitoramento sistemático da qualidade das águas subterrâneas. Uma análise de vários casos de contaminação, incluindo uma variada gama de atividades antrópicas, poderia fornecer a base necessária para esta validação. Da mesma forma, este tipo de estudo auxiliaria na melhor definição de um índice absoluto de vulnerabilidade ou, mesmo, um sistema de comparação entre diferentes métodos.

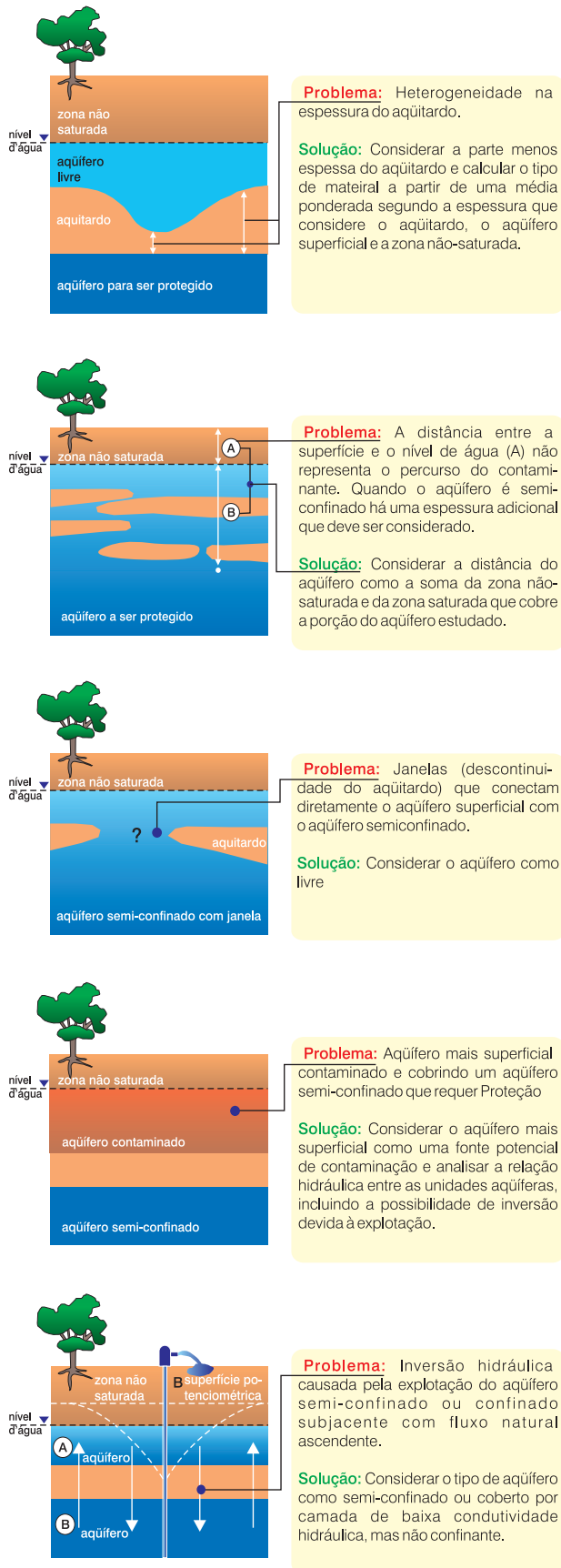


Figura 5.4.6 - O problema da determinação da vulnerabilidade em aquíferos multicamadas e semi confinados (modificado de Foster *et al.*, 2002).

### 5.4.6 A Vulnerabilidade em um Programa de Gestão de Recursos Hídricos

Os países da América do Norte e da Europa tendem a optar pela criação de programas de proteção das águas subterrâneas com base no estabelecimento dos **Perímetros de Proteção de Poços (PPP)** ou na **Cartografia da Vulnerabilidade dos Aquíferos**.

O conceito de **PPP** consiste na delimitação de zonas ao redor do poço onde a ocupação humana deve ser restrita. Este zoneamento leva em consideração a distância e o tempo de trânsito na zona saturada para que a água subterrânea, de um ponto qualquer da recarga, atinja o poço. Os mapas de vulnerabilidade são mais amplos e flexíveis e consideram tanto a susceptibilidade do aquífero à contaminação, como a sua importância para o abastecimento público ou privado. Uma desvantagem do **PPP** com relação aos mapas de vulnerabilidade é que o primeiro não leva em conta a capacidade de degradação dos contaminantes pelas camadas protetoras do aquífero, e nem mesmo o processo de dispersão. Estes processos podem ser bem mais efetivos, nos casos de baixas concentrações de contaminantes, que a advecção.

Os métodos de cartografia de vulnerabilidade são mais eficientes para lidar com grandes áreas e para analisar um elevado número de atividades potencialmente contaminantes, ou, ainda, onde a geologia é muito complexa. Geralmente os mapas de vulnerabilidade são produzidos nas escalas menores que 1:100.000. Por outro lado, os **PPP** são tipicamente usados nas escalas maiores que 1:10.000. No entanto, ambas as técnicas podem ser usadas nos levantamentos municipais em escalas intermediárias (1:100 000 a 1:50.000). A figura 5.4.7 mostra as técnicas de **PPP** e de mapas de vulnerabilidade aplicadas a programas de proteção de aquíferos, segundo os objetivos e as escalas de trabalho, e a figura 5.4.8 mostra o estabelecimento de prioridades de ação, com base na carga contaminante e nos resultados dos métodos de vulnerabilidade e de **PPP**.

O traçado dos **PPP** é baseado na zona de captura do poço (ZC), ou seja, a área em superfície que tem correspondência com a nova área drenada pelo poço considerado. Entende-se, desta forma, que qualquer contaminante injetado na **ZC** chegaria cedo ou tarde ao poço. O termo **ZC** distingue-se do **PPP** por este ser um termo administrativo e legal, enquanto o primeiro é exclusivamente técnico.

Existem várias técnicas para o traçado da **ZC**. USEPA (1987 e 1994) é uma excelente publicação que detalha os métodos e compara a sua eficiência. Hoje em dia, com o advento dos computadores pessoais e a facilidade do manuseio dos modelos numéricos de simulação de fluxo de aquíferos, um dos métodos que está se tornando cada vez mais arraigado



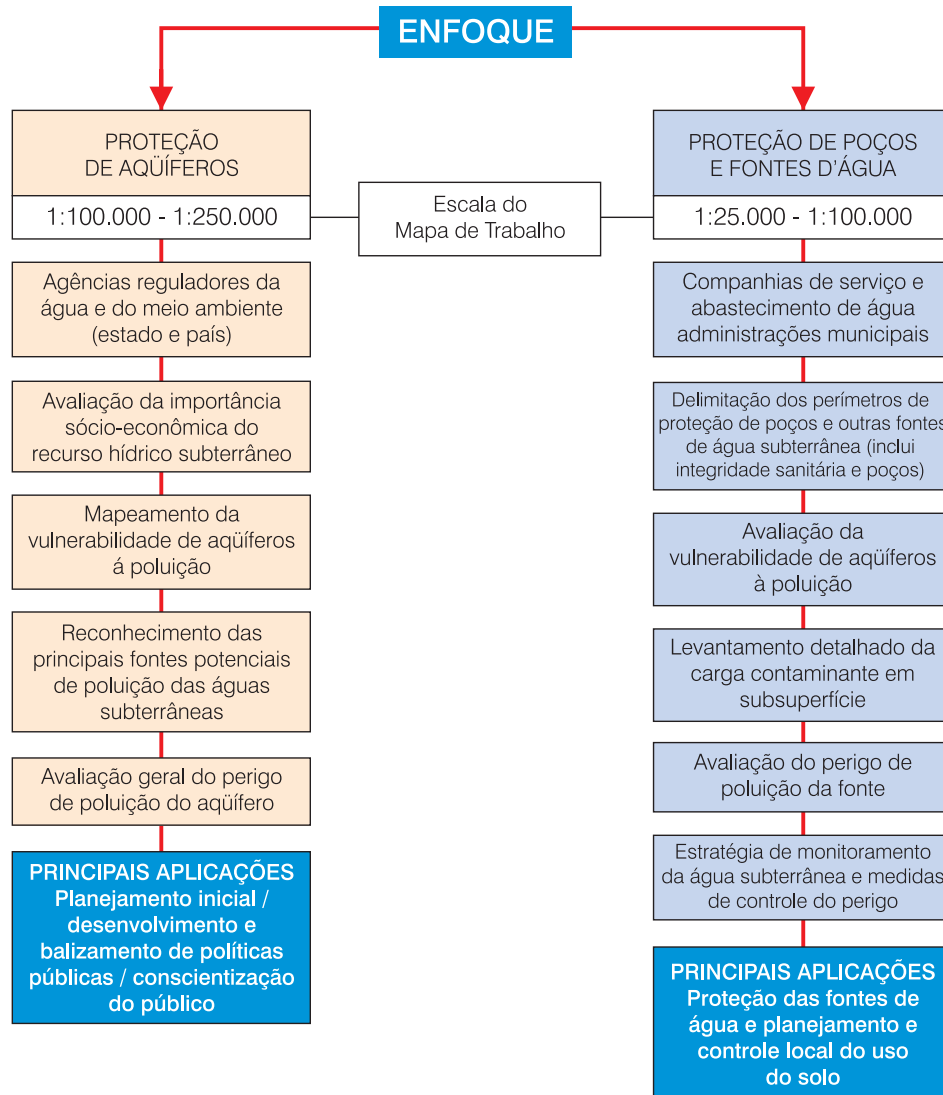


Figura 5.4.7 - Enfoque e aplicação de diferentes níveis (escalas) de avaliação de perigo à contaminação das águas subterrâneas (adaptado de Foster et al., 2002).

para o traçado da **ZC** é o numérico. A sua grande vantagem reside na possibilidade de determinar o fluxo em aquíferos heterogêneos e anisotrópicos, considerando várias captações simultaneamente. Obviamente, a limitação do seu sucesso está associada à qualidade e quantidade dos dados hidrogeológicos. Desta forma, métodos mais simples, por exemplo os analíticos, podem ser bastante úteis em áreas de geologia complexa, ou, ainda, em áreas de baixa densidade de informação, por serem mais robustos e exigirem menor detalhamento.

Tanto as técnicas de vulnerabilidade como de PPP apresentam limitações com relação à proteção total do recurso subterrâneo. A principal restrição da delimitação de PPP consiste nas incertezas e dificuldades para se obter dados confiáveis sobre a hidrodinâmica do aquífero. A cartografia de vulnerabilidade, embora mais flexível, não é detalhada o suficiente de modo a fornecer a proteção efetiva

		VULNERABILIDADE DO AQUÍFERO			PERÍMETRO DE PROTEÇÃO DE POÇO			
		BAIXA	MÉDIA	ALTA	IV	III	II	I
CARGA CONTAMINANTE	REDUZIDA	3	3	2	3	3	1	1
	INTERM.	2	2	1	3	2	1	1
	ELEVADA	2	1	1	2	1	1	1
PRIORIZAÇÃO					PRIORIZAÇÃO			

Figura 5.4.8 - Estabelecimento de níveis de prioridade de ação com base nas cartografias de perímetro de proteção de poços (PPP) e de vulnerabilidade de aquíferos e na classificação da carga contaminante (1 a 3 em ordem decrescente de prioridade).

dos poços. Conseqüentemente, o uso coordenado e integrado de ambas as técnicas é uma estratégia razoável. Assim, os mapas de vulnerabilidade deveriam ser usados para planejamento regional feito pela administração do Estado, identificando áreas prioritárias em termos de proteção ou exigências ambientais, e os PPP, pelos municípios, que são os responsáveis pelo abastecimento de água. Um programa mais amplo de proteção dos recursos hídricos subterrâneos deve partir do reconhecimento dos aquíferos através de um cadastro de poços e culminar com um programa de monitoramento qualitativo e quantitativo que permita comprovar a efetividade da estratégia adotada e fornecer mais dados sobre o aquífero.

A figura 5.4.9 apresenta a interação destas duas técnicas aplicadas a três diferentes situações de uso do solo: (a) as atividades potencialmente contaminantes já existem; (b) a ocupação futura está sendo planejada; e (c) o aquífero já está contaminado. Esta figura sintetiza algumas diretrizes que serão detalhadas a seguir.

- **Áreas de ocupação territorial futura (fontes futuras)** - elaborar mapas de vulnerabilidade geral à contaminação antrópica. Com a delimitação das áreas mais susceptíveis, torna-se possível identificar quais atividades podem ser desenvolvidas nas mesmas, no sentido de reduzir ao máximo possível as contaminações. A tabela 5.4.6 pode ser utilizada para nortear o nível de restrição imposta a cada

grau de vulnerabilidade. No caso de grandes empreendimentos, os estudos de impacto ambiental (EIA) devem dar ênfase às águas subterrâneas, sobretudo em áreas mais vulneráveis.

- **Áreas já ocupadas (fontes existentes)** - elaborar mapas de vulnerabilidade geral e delimitar as ZCs junto aos poços de maior importância como aqueles que servem ao abastecimento público. A análise integrada destes zoneamentos, definidos por métodos de vulnerabilidade e ZCs, com a carga contaminante potencial, deverá identificar áreas ou atividades de maior perigo de contaminação. Este procedimento permite que haja uma priorização das ações por parte do poder público no controle e vigilância ambiental, destacando onde devem ser desenvolvidos os trabalhos de detalhe, incluindo o monitoramento e controle de atividades (figura 5.4.8). A carga contaminante poderá ser classificada utilizando-se métodos como o *Posh* de Foster & Hirata (1988) e Foster *et al.* (2002). As áreas industriais abandonadas e antigos depósitos de materiais perigosos são fontes de contaminantes e deveriam ser analisadas como atividades em operação. Em economias de rápido crescimento, como na América Latina, muitas destas áreas são rapidamente utilizadas para outros fins (escolas, lojas, restaurantes etc.), sem estudos dos riscos de exposição ou contaminação do meio ambiente ou do homem.

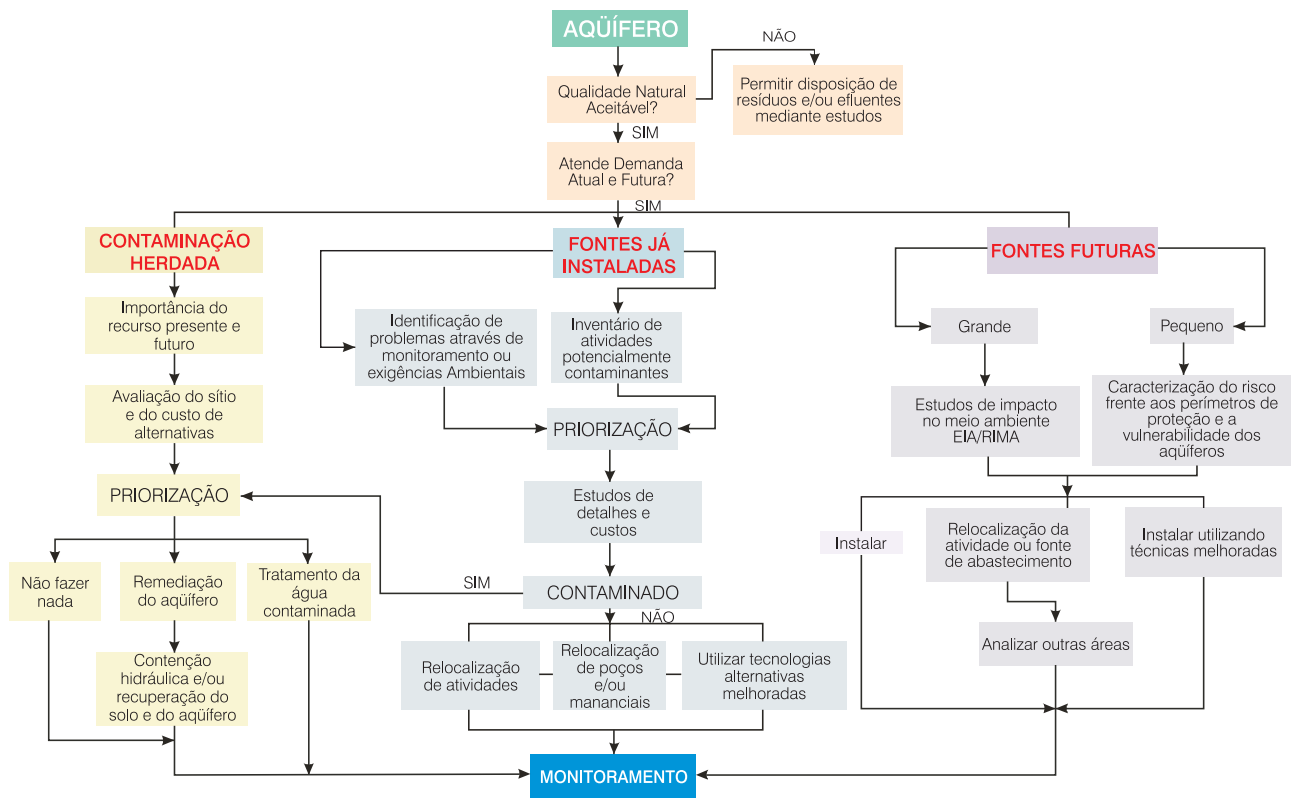


Figura 5.4.9 - Estratégias de proteção do recurso hídrico subterrâneo frente a problemas de contaminação por fontes antrópicas (Hirata & Rebouças, 1999).

Atividades Potencialmente Contaminantes	Vulnerabilidade Natural		
	Alta	Média	Baixa
Saneamento in situ			
Prédios unifamiliares	A	A	A
Edifícios, coletivos, públicos	A	A	A
Posto de gasolina	PA	A	A
Aeroporto	PA	A	A
Disposição de resíduos sólidos			
Doméstico municipal	PN	PA	A
Material de construção (inerte)	A	A	A
Resíduos perigosos	N	N	PA
Industrial (classe I) (*)	PN	PA	A
Industrial (classes II e III)	N	N	PA
Cemitérios	PA	A	A
Incineradores de resíduos sólidos	N	PN	PA
Mineração			
Material de construção	PA	PA	A
Outros, incluindo petróleo e gás	N	PA	A
Linhas de combustíveis	N	PA	A
Indústrias			
Classe I	PA	PA	A
Classes II e III	PN/N	PA/N	PA/PN
Instalações militares	PN	PA	PA
Lagoas de efluentes			
Municipal/água resfriamento	A	A	A
Industrial	PN	PA	PA
Drenagem/infiltração/acidentes			
Águas pluviais (tetos de casas)	A	A	A
Estradas principais	PN	PA	A
Estradas secundárias	PA	A	A
Áreas de recreação	A	A	A
Garagens e estacionamentos	PA	A	A
Áreas industriais	PA	PA	A
Linhas férreas e aeroportos	PN	PA	A
Infiltração de efluentes no solo			
Indústria alimentícia	PA	A	A
Outras indústrias	PN	PA	A
Efluentes de deságüe	PA	A	A
Lodo de deságüe	PA	A	A
Escorrimento de currais	A	A	A
Criação de gado intensivo			
Efluentes em lagoas	PA	A	A
Efluentes de currais	PA	A	A
Atividade agrícola			
Uso de pesticidas	PN	A	A
Uso não controlado de fertilizante ou disposição aberta	PN	A	A
Armazenamento de pesticidas	PN	PA	A

A = aceitável, sujeito a projetos regulares dos empreendimentos; PA = provavelmente aceitável, sujeito a estudos detalhados e projetos especiais; PN = provavelmente não aceitável; N = não aceitável.

**Tabela 5.4.6** - Matriz de aceitabilidade da instalação de atividades potencialmente contaminantes segundo as diferentes classes de vulnerabilidade (adaptado de Hirata & Rebouças, 1999 e Foster *et al.*, 2002).

- **Áreas já contaminadas (fontes herdadas)** - identificar a importância do aquífero contaminado com relação a tipo de usuário, natureza da demanda (futura ou presente), extensão do problema, qualidade natural das águas e produtividade do aquífero. Analisar os possíveis efeitos da ingestão e/ou contato com águas contaminadas na saúde de indivíduos ou populações. Esse tipo de avaliação de risco ambiental tem sido utilizado para estabelecimento das possíveis ações frente aos problemas existentes de contaminação de aquíferos (ASTM, 1995; Berg, 1994). Entende-se que somente valerá à pena investir em programas de descontaminação de aquíferos quando houver risco real para a população ou meio ambiente. Quando da constatação de contaminação, as autoridades ambientais devem exigir o cessar das emissões de contaminantes para o meio.

Adicionalmente, existe o caso de novas captações de água, onde deveria ser priorizado o inventário das atividades potencialmente contaminantes já existentes e traçar **Perímetros Potenciais de Impacto (PPI)** de cada atividade (conceito análogo aos PPP, mas traçado a partir da atividade potencialmente contaminante). Avaliar se as áreas que estão fora destes PPI suprem as necessidades de água do usuário e, caso necessário, avaliar o custo-benefício da relocação da atividade potencialmente contaminante.

A aplicação dos PPP é muito difícil nos casos em que os aquíferos são explorados por considerável número de poços em regime variável de bombeamento e em áreas de notável crescimento urbano. Nestas situações, a cartografia de vulnerabilidade pode ser mais prática e eficiente (Foster *et al.*, 1992). Esta cartografia é também indicada na avaliação do perigo de contaminação por atividade agrícola, a qual ocupa grandes áreas, maneja produtos com baixas concentrações e por grandes períodos de tempo.

Finalmente, deve-se considerar que em algumas unidades aquíferas, ou em uma parte delas, não são justificáveis programas de proteção devido a suas características hidráulicas (baixa produção) ou químicas (águas de baixa qualidade ou contaminadas). Em tais zonas, uma possível estratégia seria proibir sua exploração e permitir a infiltração de efluentes ou a disposição de resíduos. Para a implantação desta política deve existir um cuidadoso planejamento e um controle rígido para evitar riscos associados a:

- uso doméstico das águas durante as épocas de estiagem, através de poços unifamiliares, de difícil identificação;
- mudanças na orientação dos fluxos das águas subterrâneas, afetando outras fontes de captação; e
- novos campos de poços ou poços importantes que mudam a direção do fluxo das águas subterrâneas.

## 5.4.7 O Futuro dos Métodos de Vulnerabilidade de Aquíferos

Com o advento dos computadores pessoais e o uso mais arraigado dos modelos numéricos de simulação de fluxo das águas subterrâneas e transporte de contaminantes, criou-se a errônea impressão de que os métodos de cartografia de vulnerabilidade seriam abandonados. A realidade, entretanto, tem mostrado que a complexidade geológica e a falta de dados confiáveis para uma simulação matemática têm restringido o uso dos modelos, sobretudo em programas de proteção dos recursos hídricos subterrâneos. Conseqüentemente, nos últimos anos, tem-se observado um novo impulso no desenvolvimento e na aplicação de técnicas de vulnerabilidade de aquíferos.

Existem algumas **dezenas** de técnicas para a cartografia de vulnerabilidade, muitas das quais baseadas em diferentes critérios e até diferentes conceitos de vulnerabilidade. Desta forma, há a necessidade de uma ampla revisão sobre o tema, incluindo:

- redefinição do conceito de vulnerabilidade de aquíferos, permitindo que seja mais bem aceito pelas comunidades usuária e geocientífica;
- estabelecimento de critérios básicos e consistentes para mapeamento da vulnerabilidade de aquíferos;
- validação dos métodos de vulnerabilidade com base em estudos de monitoramento cuidadoso da qualidade das águas subterrâneas, sobretudo quando associados a modelos numéricos para a zona não-saturada;
- desenvolvimento de métodos de vulnerabilidade em aquíferos complexos, como em aquíferos cristalinos, a exemplo de Fernandes (2003), cársticos e vulcânicas recentes;
- adaptação de métodos que permitam uma melhor caracterização de aquíferos multicamadas, especialmente onde a porção superficial já está contaminada e onde níveis mais profundos são explorados.

As técnicas digitais têm revolucionado a cartografia e, segundo Vrba & Zaporozec (1994), isso tem permitido:

- melhorar os métodos de vulnerabilidade, reduzindo o tempo de confecção de mapas;
- normatizar os métodos para se obter atributos básicos;
- melhorar a qualidade e precisão na definição das classes de vulnerabilidade, com base no conhecimento do fluxo e transporte de contaminantes;
- implementar a produção de mapas de vulnerabilidade em larga escala; e

- atualizar rapidamente os mapas existentes com dados novos, permitindo integrá-los a rotinas de planejamento local e regional.

No futuro, quando for possível desenvolver mapas de vulnerabilidade específicos para diferentes classes de contaminantes, estes poderão ser integrados através de sistema de informação geográfica (SIG). Estando os mapas em formato digital, eles poderão ser ativados quando a carga contaminante potencial evidenciar a presença de determinado contaminante.

## Referências

ADAMS, B.; FOSTER, S. Land-surface zoning for groundwater protection. **Journal of the Institution of Water and Environmental Management**, London, n. 6, p. 312-320, 1992.

ALBINET, M.; MARGAT, J. Cartographie de la vulnérabilité à la pollution des nappes d'eau souterraine. **Bulletin du BRGM**, 2<sup>ème</sup>. Série, Orléans, v. 3, n. 4, p. 13-22, 1970.

ALLER, L.; et al. **DRASTIC**: a standardized system for evaluating ground water pollution potential using hydrogeologic settings. [Washington, D.C.]: U.S. Environmental Protection Agency, 1987. 643 p. (EPA Publication 600/287035).

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL. **Standard guide for risk-based corrective action applied to petroleum release site**. Philadelphia, PA, 1995. (ASTM Designation E1739-95).

BACHMAT, Y.; COLLIN, M. Mapping to assess groundwater vulnerability to pollution. In: VAN DUIJVENBOODEN, W.; VAN WAEGENINGH, H.G. (Ed.). **Vulnerability of soil and groundwater to pollutants**. The Hague: TNO Committee on Hydrological Research; Bilthoven: National Institute of Public Health and Environmental Hygiene, 1987. p. 297-307. (Proceeding and Information, 38).

CALDWELL, S.; BARRET, K.; CHANG, S. Ranking system for releases of hazardous substance. In: NATIONAL CONFERENCE ON MANAGEMENT OF UNCONTROLLED HAZARDOUS WASTE SITES, 1981, Washington, D.C. [**Proceedings...**]. Silver Spring, MD: Hazardous Materials Control Research Institute, 1981. p. 14-20.

CANTER, L. W.; KNOX, R. C.; FAIRCHILD, D. M. **Ground water quality protection**. Chelsea, MI: Lewis Publishers, 1987. 562 p.

CARTER, A.; PALMER, R.; MONKHOUSE, R. Mapping the vulnerability of groundwater to pollution from agriculture practice particularly in respect of nitrate. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON VULNERABILITY OF SOIL AND GROUNDWATER TO POLLUTANT, 1987, Noordwijk. **Proceedings...** The Hague:

TNO Committee on Hydrological Research; Bilthoven: National Institute of Public Health and Environmental Hygiene, 1987.

CIVITA, M. et al. **Carta de la vulnerabilità all'inquinamento degli acquiferi delle Alpi Apuane**. Firenze: Gruppo Nazionale per la Difesa Delle Catastrofi Idrogeologiche, 1990. 56 p. (Monografia GNDCl. – CNR. n. 399).

DUARTE, U. **Geologia ambiental da área de São Pedro, SP**: vetor águas subterrâneas. 1980. 73 f. Tese (Doutorado) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1980.

FERNANDES, A. J. The influence of Cenozoic tectonics on groundwater-production capacity and vulnerability of fractured rocks: a case in São Paulo, Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GROUNDWATER IN FRACTURED ROCKS, 2003, Prague. **Abstracts...** Prague: [s.n.], 2003. (UNESCO'S Series on Groundwater, 7).

FERNANDES, A. J.; RUDOLPH, D. The influence of Cenozoic Tectonics on the groundwater-production capacity of fractured zones: a case study in São Paulo, Brazil. **Hydrogeology Journal**, Berlin, v. 9, n. 2, p. 151-167, 2001.

FOSTER, S. Fundamental concepts in aquifer vulnerability pollution risk and protection strategy. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF VULNERABILITY OF SOIL AND GROUNDWATER TO POLLUTANTS, 1987, Noordwijk. **Proceedings...** The Hague: TNO Committee on Hydrological Research; Bilthoven: National Institute of Public Health and Environmental Hygiene, 1987.

\_\_\_\_\_. Groundwater recharge and pollution vulnerability of British aquifers: a critical overview. In: ROBINS, N.S. (Ed.) **Groundwater pollution, aquifer recharge and vulnerability**. London: Geological Society, 1998. p. 7-22. (Geological Society Special Publication, 130).

FOSTER, S.; HIRATA, R. **Groundwater pollution risk assessment**: a methodology based on available data. Lima, Peru: WHO-PAHO; HPE-CEPIS, 1988. 81 p. (Technical Report).

FOSTER, S. et al. **Groundwater protection strategies**: a guide towards implementation. Lima: CEPIS/PAHO-WHO, 1992. 88 p. (Technical Report).

FOSTER, S. et al. **Groundwater quality protection**: a guide for water service companies, municipal authorities and environmental agencies. Washington: World Bank Group, 2002. 105 p.

GOWLER, A. Underground purification capacity. **IAHS Publication**, v. 142, n. 2, p.1063-1072, 1983.

HAERTLÉ, T. Method of working and employment of EDP during the preparation of groundwater vulner-

- ability maps. In: UNESCO INTERNATIONAL SYMPOSIUM: GROUNDWATER IN WATER RESOURCES PLANNING, 1983, Koblenz. **Proceedings...** [S.l.], UNESCO; IAH; IAHS, 1983. vol. 2, p. 1073-1085.
- HAGERTY, D. J.; PAVONI, J. L.; HEER JR., J. E. **Solid waste management**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1973. 302 p.
- HIRATA, R. Os recursos hídricos subterrâneos e as novas exigências ambientais. **Revista do Instituto Geológico**, São Paulo, v. 14, n. 1, p. 39-62, 1993.
- HIRATA, R. **Fundamentos e estratégias de proteção e controle da qualidade das águas subterrâneas: estudos de casos no Estado de São Paulo**. 1994. 195 f. Tese (Doutorado)-Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.
- HIRATA, R. et al. Groundwater pollution risk vulnerability map of the São Paulo State – Brazil. **Water Science and Technology**, Oxford, v. 24, p. 236-246, 1991.
- HIRATA, R.; BERTOLO, R. Groundwater vulnerability in different climatic zones. In: **ENCYCLOPEDIA of Life Support Systems**. Paris; London: UNESCO/EOLSS, 2002.
- HIRATA, R.; REBOUÇAS, A. C. La protección de los recursos hídricos subterrâneos: una visión integrada, basada en perímetro de protección de pozos y vulnerabilidade de aquíferos. **Boletín Geológico y Minero**, Madrid, v. 110, p. 79-92, 1999.
- HOLDEN, L. R. et al. Results of the national Alachlor well water survey. **Environmental Science & Technology**, Easton, PA, v. 26, n. 5, p. 935-943, may 1992.
- KALINSKI, R. J. et al. Correlation between drastic vulnerabilities and incidents of VOC contamination of municipal wells in Nebraska. **Groundwater**, [S.l.], v. 32, n. 1, p. 31-34, 1994.
- KULFS, C. Rating the hazard potential on waste disposal facilities. In: NATIONAL CONFERENCE ON MANAGEMENT OF UNCONTROLLED HAZARDOUS WASTE SITES, 1980, [Washington, D.C.]. **Proceedings...** Silver Spring, M.D.: Hazardous Material Control Research Institute, 1980. p. 30-41.
- LEGRAND, H. E. **A standardized system for evaluating waste disposal sites: a manual to accompany description and rating charts**. Worthington, OH: National Water Well Association, 1983. 54 p. il.
- LEGRAND, H. E. System for evaluating contamination potential of some waste sites. **Journal American Water Works Association**, New York, v. 56, n. 8, p. 959-974, 1964.
- MARCOLONGO, B.; PRETTO, L. **Vulnerabilità degli acquiferi nella pianura a nord di Vicenza**. Padova: Grafiche Erredici, 1987. 13 p. (Publicación CNR-GNDICI-CNR n. 28).
- PHILIPS, C.; NATHWANI, J.; MOOIJ, H. Development of a soil-waste interaction matrix for assessing land disposal of industrial wastes. **Water Resources Research**, Washington, D.C., v. 11, p. 859-868, 1977.
- ROSEN, L. A study of the drastic methodology with emphasis on Swedish conditions. **Groundwater**, [S.l.], v. 32, n. 2, p. 278-285, 1994.
- SELLER, L.; CANTER, L. **Summary of selected groundwater quality impact assessment methods**. Norman, O.K.: NCGWR, 1980. 142 p. (Report. 80-3).
- TALTASSE, P. **Mapas da vulnerabilidade à poluição dos lençóis aquíferos do município de Campinas (SP)**. São Paulo: USP Instituto de Geociências, 1972. (Publicação Avulsa, n.1).
- UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **Guideline for delineation of wellhead protection**. Washington, D.C., 1987. 122 p. (EPA 440/6-87-010).
- UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **Handbook: ground water and wellhead protection**. Washington, D.C., 1994. 288 p. (EPA-625-/R-94/001).
- VAN DEN BERG, R. **Human exposure to soil contamination: a qualitative and quantitative analysis towards proposals for human toxicological intervention values**. Bilthoven : RIVM, 1994. (RIVM Report 725201011).
- VRBA, J.; ZAPOROZEC, A. (Ed.). **Guidebook on mapping groundwater vulnerability**. Hannover: Heinz Heise Verlag, 1994. 131 p. (International Contributions to Hydrogeology, v.16).



## Sonda Sullivan a Vapor

(Foto: Joaquim das Virgens, 2008)

A Sonda *Sullivan* foi uma das pioneiras no Brasil e chegou ao Piauí, através do Departamento Nacional de Produção Mineral – DNPM, em 1934. Perfurou, neste mesmo ano, o primeiro poço tubular profundo de Teresina, na Usina Elétrica a Vapor, situada no bairro Favela Palha de Arroz, na margem direita do rio Parnaíba. Atualmente, está em exposição no pátio de entrada do Serviço Geológico do Brasil, em Teresina.





# Exploração das Águas Subterrâneas



Capítulo 6.1 - Projeto e Construção de Poços

Capítulo 6.2 - Perfilagem Geofísica Aplicada à  
Água Subterrânea

Capítulo 6.3 - Testes de Bombeamento em Poços  
Tubulares

Capítulo 6.4 - Análise de Fluxo para Poços em Meios  
Homogêneos

Capítulo 6.5 - Análise de Fluxo para Poços em Meios  
Heterogêneos

Capítulo 6.6 - Eficiência Hidráulica de Poços

Capítulo 6.7 - Capacidade de Produção de Poços

Capítulo 6.8 - Sistemas de Bombeamento



## Capítulo 6.1

## PROJETO E CONSTRUÇÃO DE POÇOS

*J. Geilson A. Demetrio  
João Manoel Filho  
Normando T. de L. Lins*

## 6.1.1 Introdução

O avanço das técnicas de construção de poços basicamente se deve ao desenvolvimento da indústria do petróleo e gás e à exploração de sais minerais. O valor de mercado desses produtos propicia a disponibilidade de recursos financeiros para investimentos na pesquisa e desenvolvimento de tecnologias. Na construção de poços para a água subterrânea, por conta de sua relativa abundância e, conseqüentemente, de seu baixo valor de mercado, não houve investimentos suficientes para o desenvolvimento de tecnologia própria ou, até mesmo, para a absorção das tecnologias oriundas da indústria de óleo e gás.

Em geral, a construção de poços para captação de água subterrânea é um aprendizado que se adquire na prática. O conhecimento vai passando de boca em boca. Não se tem conhecimento nas universidades brasileiras, de um curso regular ou de uma especialização sobre o tema. Existem cursos para poços da indústria do petróleo. Alguns cursos de Engenharia de Minas e Geologia têm na sua grade curricular disciplinas que contemplam o tema projeto e construção de poços tubulares para água subterrânea, quer seja como disciplina específica ou como parte do conteúdo de disciplinas, tais como hidrogeologia.

Esse capítulo tem por objetivo mostrar as linhas gerais da elaboração de um projeto de um poço tubular e os diferentes métodos de perfuração. Ele é voltado, principalmente, para cursos de graduação e pós-graduação que de alguma forma tratam deste tema.

## 6.1.2 Tipos de Poços

Em função das condições locais, do tipo e profundidade dos aquíferos, das vazões pretendidas e da disponibilidade de equipamentos de perfuração no mercado, a água subterrânea pode ser captada através de vários tipos de poços, os quais podem ser classificados, de acordo com o método de perfuração utilizado, em: poços escavados manualmente, poços coletores com drenos horizontais simples e drenos radiais, poços tubulares e galerias filtrantes.

## Poços Escavados Manualmente

Também conhecidos como poços amazonas, cacimbas e cacimbões, este tipo de poço é o mais primitivo e limitado de todos e é utilizado para captação de aquíferos que ocorrem próximos à superfície. São construídos por escavação manual convencional, em geral de seção circular, por ser a mais estável. Para sua escavação é necessário um diâmetro mínimo de 1 metro, correspondente ao espaço necessário para a operação de, pelo menos, um homem. Geralmente, a profundidade final da escavação depende da profundidade do nível freático do aquífero que se propõe explotar. Dificilmente ultrapassam duas dezenas de metros, mas, podem atingir profundidades maiores, como os poços escavados em Aldeia, município de Camaragibe, Região Metropolitana do Recife, que chegam até 60 metros de profundidade.

De uma maneira geral, estes poços ficam abertos, porém, nos locais onde os sedimentos são muito friáveis, utilizam-se revestimento de argamassa e tijolos ou pedras. Nestes casos, à medida que avança a escavação, o próprio peso do revestimento faz com que este também avance, sendo completado por nova camada de tijolos na parte superior, à medida que desce. Desta maneira mantém-se a estabilidade, evitando o desmoronamento das paredes do poço. Após a penetração necessária no aquífero, alguns tijolos são retirados ao longo do revestimento para facilitar a entrada da água (figura 6.1.1). Tubulões com pequenas janelas na área de produção também são muito usados em lugar dos tijolos. A produção é feita com bombas centrífugas comuns, bombas centrífugas sobre uma base flutuante, acompanhando o rebaixamento, ou até com bombas submersíveis. Se bem dimensionados, podem ser uma opção barata para poços produtores. As vazões podem chegar a grandes valores dependendo, evidentemente, dos aquíferos que estão sendo explorados. Estes tipos de poços são muito indicados para abastecimento de comunidades de pequeno porte e irrigação de pequenos projetos onde exista viabilidade hidrogeológica.



Figura 6.1.1 - Poço amazonas (Foto: Ubaldo de Sá - CPRM).

### Poços Coletores com Drenos Horizontais e Drenos Radiais

Os poços coletores com drenos horizontais, de forma simplificada, podem ser considerados como poços tubulares horizontais. Este tipo de captação é comum em aquíferos rasos, com pequena espessura saturada e valores baixos de condutividade hidráulica, onde é inviável a construção de um poço tubular. Esses poços foram muito utilizados pela Companhia de Água e Esgoto do Ceará - Cagece, orientada pela Planat - Consultoria em Recursos Naturais, para abastecimento de várias cidades do interior do Ceará, a partir de captações em aluviões. O dreno horizontal é uma obra bastante simples. É escavada uma vala transversal à aluvião até o embasamento cristalino, na qual é instalado um filtro na horizontal com

comprimento, às vezes, de uma centena de metros. Em uma das extremidades do filtro, em local protegido das enchentes, é construído um poço coletor, que funciona como uma grande cisterna, a partir do qual é feito o bombeamento da água para a rede de distribuição.

O poço coletor com drenos radiais é uma variante do dreno horizontal, ou vice-versa. A diferença básica é que no caso dos drenos radiais não são escavadas valas para a instalação dos filtros. Estes são instalados com auxílio de macacos hidráulicos a partir do poço coletor. Devido às grandes pressões necessárias para introdução dos tubos na formação aquífera, em geral, a extensão máxima não ultrapassa os 20 metros.

O Serviço Geológico do Brasil - CPRM, na última década, vem desenvolvendo a tecnologia de construção de poços amazonas com drenos radiais, conforme ilustrado na figura 6.1.2. Em experimento realizado nas aluviões do rio Tabocas, no município de Brejo da Madre de Deus, PE (Sá, 1999), foi possível instalar filtros com 13,40 metros de comprimento.

### Poços Tubulares

São denominados tubulares todos os poços perfurados para captação de água subterrânea e que recebem, posteriormente à perfuração, um revestimento constituído por tubos, sejam metálicos ou de plástico, que terão várias finalidades no decorrer da vida útil do poço. São conhecidos equivocadamente como poços "artesianos", em alusão ao primeiro poço jorrante de que se tem notícia, perfurado na província de Artois na França. Mesmo os poços construídos sem revestimento, devido ao alto grau de litificação dos arenitos, denominados de "poços abertos", recebem também a denominação de poço tubular.



Figura 6.1.2 - Processo construtivo de poços amazonas com drenos radiais desenvolvido pela CPRM (Fotos: Ubaldo de Sá).

## Galerias Drenantes

As galerias drenantes constituem-se em um tipo de obra que é um misto de captação e transporte de água. É um sistema bastante antigo e muito utilizado na região do oriente médio, com registros de mais de 2.700 anos (Custodio e Llamas, 1983).

As galerias drenantes, conhecidas como *Kanats*, são escavações simples feitas na rocha. Em geral, são constituídas por túneis simples de pequena largura e altura, com dimensões necessárias apenas para a passagem de uma pessoa. A extensão, no entanto, pode ser quilométrica. As zonas de captação são construídas, geralmente, em áreas de piemonte. É necessária a construção de aberturas verticais (*shaft*) para ventilação e retirada de material durante as escavações (figura 6.1.3). Hoje em dia esse sistema de captação praticamente não é mais utilizado.



Figura 6.1.3 - Registro histórico de *kanats* persas (in Machado, 2003).

### 6.1.3 Métodos de Perfuração

O modo mais prático e eficiente de captar água de uma formação aquífera é por meio de poços tubulares. A abertura de poços é bastante antiga, havendo registros com cerca de 4.000 anos de poços construídos pelos chineses, que chegaram a atingir, com tecnologia bastante simples, profundidades da ordem de 900 metros (Driscoll, 1987). Diversos são os métodos de perfuração para a construção de poços tubulares, porém os mais utilizados são: percussão, rotativo e rotopneumático.

#### Método à Percussão

O método de perfuração à percussão baseia-se no movimento contínuo de subida e descida de uma ferramenta pesada, golpeando a formação rochosa, desagregando-a e/ou fragmentando-a.

Embora existam equipamentos das mais diversas dimensões, as perfuratrizes utilizadas para a perfuração à percussão são geralmente pequenas e de simples operação, facilmente transportadas em um chassi de caminhão adaptado. A coluna de perfuração do método à percussão e os principais componentes de uma perfuratriz percussora serão descritos sumariamente a seguir.

**Trépano** - ferramenta que rompe a rocha, pesando de 100 a 500 kg, para pequenos diâmetros, e de 500 a 1.200 kg, para grandes diâmetros (figura. 6.1.4)

**Haste** - serve para acrescentar peso à coluna de perfuração e de guia, ajudando a manter a verticalidade do poço. Mede de 3 a 5 metros e pesa de 400 a 1.000 kg (figura 6.1.5).



Figura 6.1.4 - Foto de um trépano.



Figura 6.1.5 - Figuras ilustrativas de uma haste e um percussor (adaptado de Custodio & Llamas, 1983) e foto de um percussor.

**Percussor** - serve para imprimir um segundo choque do trépano na formação (aumentando a capacidade de perfuração) e, também, imprimir maior choque para cima na coluna, quando esta estiver presa, durante uma pescaria. Nas pescarias, para aumentar, ainda mais, o choque para cima, inverte-se a posição da haste, ampliando o movimento de impacto. Portanto, o duplo choque previne possíveis aprisionamentos do trépano, principalmente na perfuração de formações argilosas. O espaçamento entre os "anéis" é de 30 a 50 cm (figura 6.1.5).

**Porta cabo** - serve para prender o cabo de aço ao restante da coluna de perfuração.

**Cabo de aço** - serve para conectar a coluna de perfuração ao sistema percussor, possibilitando o movimento de vai-e-vém do trépano.

**Balancim** - é o componente da percussora que executa os movimentos de vai-e-vem do cabo de aço e de toda a coluna de perfuração (figura 6.1.6).

**Caçamba de Limpeza ou Bomba de Areia** - as caçambas de limpeza são ferramentas utilizadas na limpeza dos poços durante a perfuração, retirando o material desagregado ou quebrado pelo trépano (figura 6.1.7). A caçamba, normalmente, fica presa a um segundo cabo de aço, independente do cabo da coluna de perfuração, facilitando a operação de limpeza.

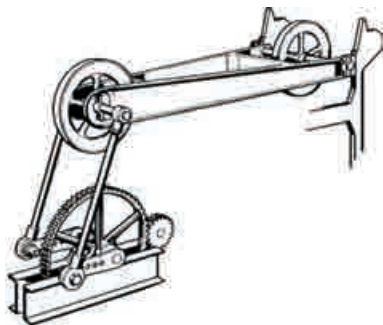


Figura 6.1.6 - Figura esquemática de um balancim (adaptado de Custodio & Llamas, 1983).



Figura 6.1.7 - Figuras esquemáticas de vários tipos de caçambas de limpeza (adaptado de Custodio & Llamas, 1983) e foto de uma caçamba de dardo.

## Indicações do Método de Perfuração à Percussão

O método à percussão é mais indicado para rochas consolidadas, que geralmente não apresentam muitos problemas de desmoronamento. Para rochas não consolidadas, a perfuração é feita com o poço preenchido com fluido de perfuração ou com a utilização de revestimento provisório, o que dificulta e onera o custo da perfuração.

O método à percussão é recomendado também para profundidades inferiores a duzentos metros e os diâmetros de perfuração não devem ultrapassar 14 polegadas. Embora esses limites possam ser ampliados, as dificuldades são geralmente muito grandes e os equipamentos precisam ser de grande porte.

## Método Rotativo

O método rotativo baseia-se na trituração e/ou desagregação da rocha pelo movimento giratório de uma broca. As primeiras perfurações pelo método rotativo datam de 1860 (Driscoll, 1987). As perforatrizes utilizadas pelo método rotativo, ou simplesmente sondas rotativas, podem ser máquinas de pequeno ou grande porte, dependendo das profundidades e diâmetros a que se destinam. Os principais componentes da coluna de perfuração e da perforatriz do método rotativo, além de alguns aspectos pertinentes inerentes a este método serão descritos a seguir.

### Coluna de Perfuração

**Broca** - é a peça que vai à frente da coluna de perfuração e tem a função de desagregar e/ou triturar a rocha. Pode ser de vários tipos, porém a mais utilizada é a broca tricônica (figuras 6.1.8a e 6.1.10a.).

**Sub-de-broca** - é a peça que tem a função de unir a broca aos comandos (figuras 6.1.8b e 6.1.10b)

**Comandos** - são hastes especiais, pesadas, que ficam na coluna de perfuração imediatamente acima do sub-de-broca (figura 6.1.9). Os comandos têm por finalidade dar peso à coluna de perfuração e evitar a sua ruptura.

**Hastes** - são os elementos que transmitem o movimento giratório da mesa rotativa à broca em profundidade (figura 6.1.10c). Elas ainda são responsáveis pela condução do fluido de perfuração

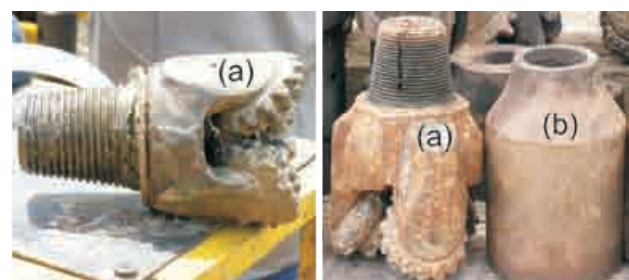


Figura 6.1.8 - (a) Broca tricônica; (b) sub-de-broca.



Figura 6.1.9 - Comandos.



Figura 6.1.10 - (a) Broca tricônica; (b) sub-de-broca; (c) haste.

dos tanques de lama até o fundo do poço, ou em sentido contrário, portanto são ocas. As hastes e os comandos encontrados no mercado são fabricados para poços de petróleo e, portanto, normatizados pelo API (*American Petroleum Institute*). São produzidas em três *ranges* de tamanho: (i) de 5,5 a 7,5 m; (ii) de 7,5 a 9,5 m; e (iii) de 9,5 a 13,5 m. Apenas algumas sondas de pequeno porte usam hastes de 3 e 6 m, fora do padrão do API. O diâmetros variam de 2 3/8 a 5 polegadas.

**Mesa rotativa** - é parte da sonda de perfuração que é responsável pelos movimentos giratórios da coluna de perfuração. (figura 6.1.11a)

**Kelly** - é uma haste de seção quadrada ou hexagonal, cuja finalidade é encaixar-se perfeitamente à bucha da mesa giratória da sonda (figura 6.1.11b), para receber e transmitir os movimentos de torção à coluna. O kelly sempre será a última haste de uma coluna de perfuração no método rotativo.

**Swivel** - é uma peça rosqueada no topo do *kelly*, com a finalidade de permitir o engate da mangueira da bomba de lama à coluna de perfuração (figura 6.1.11c). Como a coluna de perfuração tem movimento giratório e a mangueira da bomba de lama é fixa, esta é a peça especial que permita a união destes dois elementos.



Figura 6.1.11 - (a) Mesa rotativa; (b) *kelly*; (c) *swivel*.

**Bomba de lama** - serve para bombear o fluido de perfuração e injetá-lo no poço através da coluna de perfuração (circulação direta) ou em sentido contrário, bombear o fluido de perfuração pelo anular do poço, através da coluna, para os tanques de lama (circulação inversa). Alguns exemplos de bombas de lama são apresentados na figura 6.1.12.

**Fluido de perfuração** - no método rotativo, o fluido de perfuração é o elemento essencial para o sucesso da perfuração. Para poços de grande profundidade, as empresas de perfuração têm um engenheiro químico responsável pelo fluido de perfuração. Em perfurações de menor porte, há sempre um técnico cuidando para manter o fluido com as características químicas e físico-químicas adequadas. As principais funções do fluido de perfuração são:

- sustentação das paredes do poço durante a perfuração;
- limpeza do material desagregado, transportando-o até a superfície;
- manutenção dos fragmentos em suspensão;
- lubrificação, resfriamento e limpeza da broca;
- ajuda na perfuração.

As principais propriedades do fluido de perfuração que devem ser controladas são: densidade, viscosidade, pH, filtrado e teor de areia (figura 6.1.13).



Figura 6.1.12 - Bombas de Lama: (a) bomba de pistão duplex; (b) bomba centrífuga.



**Figura 6.1.13** - Controle do fluido de perfuração: (a) teor de areia ; (b) viscosidade; (c) densidade.

Na composição do fluido de perfuração entram várias substâncias, das quais, as mais comuns são bentonita, CMC (carboximetilcelulose), soda cáustica, nalco, *polysafe* e *spersene*. O fluido mais indicado para a construção de poços para captação de água é aquele à base de polímeros, como o CMC. Esse produto tem a grande vantagem de ser facilmente removido do poço na fase de limpeza, ao final da construção, ao contrário da bentonita.

**Circuito do fluido de perfuração** - em geral, é construído ao lado da sonda, para circulação e tratamento do fluido usado na perfuração, sendo composto dos seguintes componentes: tanques para preparo, decantação e armazenamento da lama; canaletas de circulação; peneira; desareizador e dessiltador. Na figura 6.1.14 é apresentado um esquema mostrando um circuito padrão de lama e um canteiro de perfuração, onde se pode visualizar parte deste circuito de lama. É necessária uma constante preocupação com a limpeza do fluido de perfuração, pois ele só deve retornar para o poço o mais limpo possível.

**Amostragem de calha** - a amostragem do material atravessado durante a perfuração de um poço é uma informação fundamental para o seu projeto final, bem como para o conhecimento da geologia da área. O intervalo de amostragem depende da precisão pretendida, sendo normalmente utilizado o espaçamento de três metros entre as amostras. Para maiores detalhamentos coletam-se amostras a cada metro perfurado. No método de perfuração à percussão, a amostragem é feita a partir do material coletado na caçamba de limpeza. Esta

coleta normalmente gera boas amostras. No método rotativo de perfuração, não há paralisação do avanço da broca para coleta de material. A amostragem é feita antes do fluido passar pela peneira ou, quando inexistente peneira, na canaleta ou calha do circuito de lama. As amostras colhidas são, assim, chamadas de amostras de calha. Por se tratar de amostragem feita em processo contínuo de perfuração, vários são os cuidados a serem tomados na análise e coleta dessas amostras, dentre os quais citam-se como os mais importantes:

- o fluido de perfuração ao percorrer toda a extensão do poço, pode trazer consigo não só o material do fundo, que está sendo desagregado, mas, também, fragmentos de desmoronamentos ocorridos nas partes mais superiores, causando, deste modo, contaminação do material coletado;
- a coleta do material é feita junto com fluido de perfuração. Este tem que ser separado por meio de "lavagem". A qualidade deste processo depende muito da habilidade da pessoa que faz a limpeza da amostra, porque ela não pode "lavar" excessivamente a amostra a ponto de retirar a fração argilosa, naturalmente presente na mesma, tampouco pode deixar que o excesso de fluido mascare a amostra;
- quando se está perfurando formações em que ocorre perda de circulação (o fluido não retorna à superfície), costuma-se adicionar algum material para evitar esta perda, o qual é fonte em potencial de contaminação das amostras de calha;
- fragmentos de metal do próprio equipamento de perfuração podem ser confundidos com minerais metálicos.

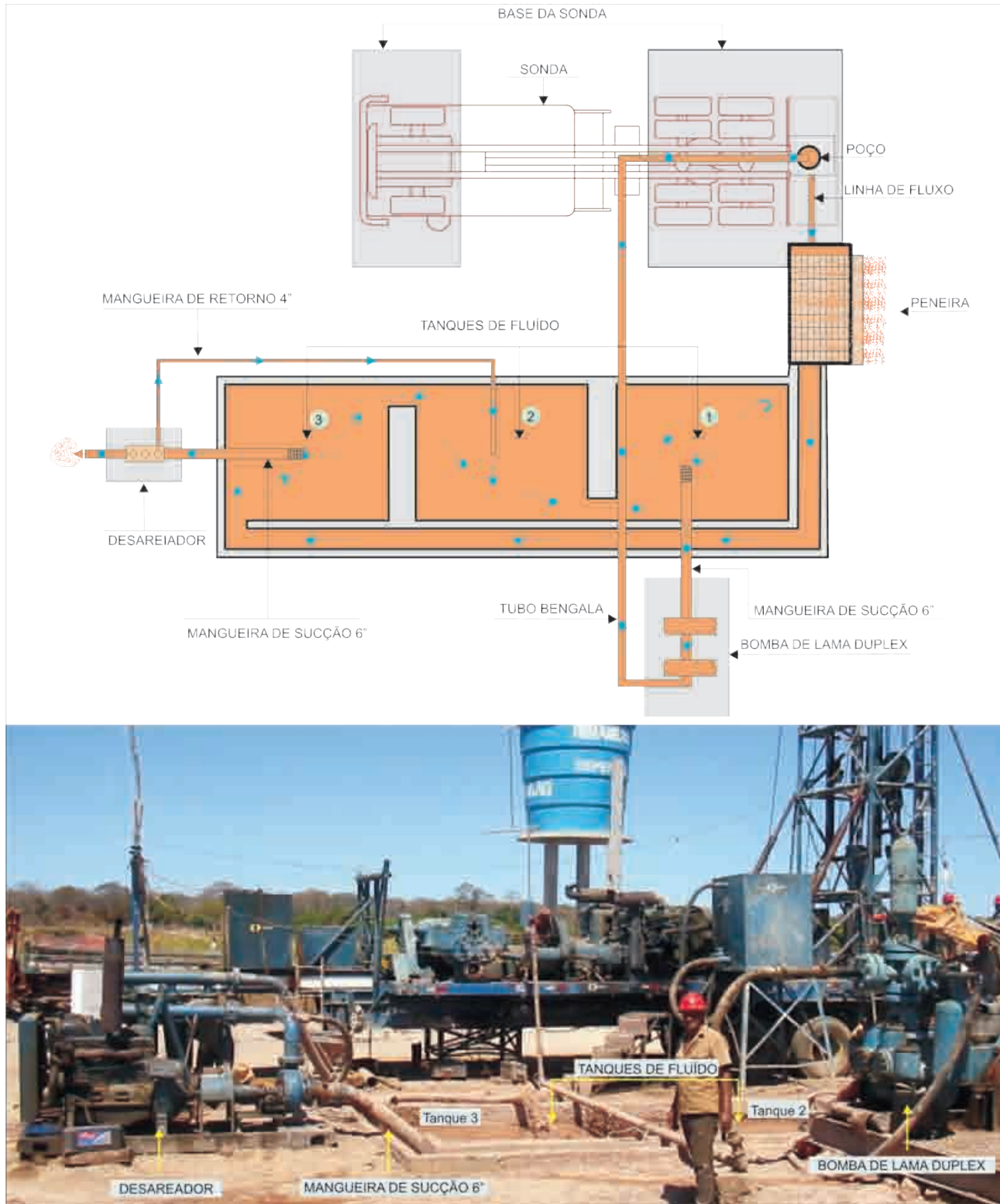
Como dito antes, a amostragem de calha é feita a intervalos regulares e sem interrupção da perfuração. Portanto, o material de uma amostra coletada quando a broca está aos 400 metros de profundidade, não será representativo dessa profundidade, mas de um ponto acima. Isto ocorre devido ao fato do fluido de perfuração necessitar de um tempo para se deslocar do fundo do poço até a superfície do terreno. Esse tempo de deslocamento do fluido é chamado de tempo de retorno. O tempo de retorno dependerá das características do fluido, da capacidade da bomba de lama, do material atravessado e das dimensões do poço (diâmetro e profundidade). O tempo de retorno (TR), em minutos, pode ser calculado da seguinte maneira (Petrobras):

$$TR(\text{min}) = \frac{V_{AN}(\text{bbl})}{Q(\text{bbl}/\text{min})} + 10 \text{ a } 20\% \quad (6.1.1)$$

sendo,

$$V_{AN} = V_P - V_{DP}$$





**Figura 6.1.14** - Circuito de fluido de perfuração. O fluido é succionado pela bomba de lama, a partir do tanque 3 (tanque de sucção), transportado através do tubo bengala e injetado, por dentro do hasteamento, saindo no fundo do poço pelas aberturas existentes na broca. Retorna pelo espaço, entre o hasteamento e as paredes do furo, trazendo, em suspensão, o material triturado até a boca do poço que, em sua maior parte, fica retido em peneiras. A partir da boca do poço, a lama segue pela canaleta de circulação até o tanque de lama 1 (tanque de deposição), de onde é succionada para passar pelo desareiator, o qual retira a porção de material mais fino ainda existente incorporado ao fluido. Do desareiator a lama retorna ao tanque de lama 2 (tanque de decantação), seguindo para o tanque 3, de onde é novamente succionada para o poço, fechando o circuito. A fotografia mostra um canteiro de obras de uma perfuração realizada pela CPRM, onde podem ser observados a perfuratriz e parte do circuito de lama (Foto: CPRM).

$$V_{DP} = P_T - C_{DP}$$

$$C_{DP} = \frac{\pi R^2}{246,45}$$

$$Q = C_B CPM$$

onde,  $V_{AN}$  é o volume no espaço anular (expresso em bbl),  $Q$  é a vazão da bomba de lama (expressa em bbl/min),  $V_P$  é o volume total do poço (expresso em bbl),  $V_{DP}$  é o volume da coluna de perfuração (expresso em bbl),  $P_T$  é a profundidade do poço,  $C_{DP}$  é a capacidade da coluna de perfuração (expressa em bbl),  $R$  é o raio externo das hastes de perfuração,  $C_B$  é a capacidade da bomba de lama (expressa em bbl/ciclo), **bbl** é igual a 158,98 litros e **CPM** é o número de ciclos por minuto.

Para auxiliar a descrição das amostras e posicioná-las o mais próximo possível do seu lugar de origem, além do cálculo dos tempos de retorno, são utilizados gráficos de tempo de penetração, que consistem na plotagem, em papel milimetrado, dos tempos gastos para a broca avançar cada metro de perfuração.

**Perfilagem Geofísica de Poço** - como visto anteriormente, existem vários fatores intervenientes que podem prejudicar a qualidade das amostras de calha e, conseqüentemente, do perfil litológico do poço. Neste sentido, a perfilagem geofísica representa a melhor ferramenta para refinar o conhecimento da seqüência litológica atravessada. Em geral, após a perfuração, são corridos ao longo de todo o poço vários tipos de perfis geofísicos, que analisam diferentes propriedades físicas das rochas. Os mais utilizados são: raios gama, elétricos (resistividade), potencial espontâneo (SP), indução, cáliber, desvio ou inclinação, temperatura e sônico. Os resultados permitem, além de separar diferentes litotipos e avaliar algumas propriedades físicas das rochas, marcar contatos geológicos com bastante precisão e indicar as zonas aquíferas mais promissoras, auxiliando, assim, na elaboração do projeto do poço. No capítulo 6.1.2, as perfilagens geofísicas são discutidas em detalhe.

### Método Rotopneumático

Este método consiste na fragmentação da rocha através da combinação de percussão, com pequeno curso e alta freqüência, e rotação. O fluido utilizado e principal agente da operacionalidade deste método é ar comprimido procedente de compressores de alta potência. Em geral, é utilizado para a perfuração de rochas compactas (cristalino) com excelente rendimento. A coluna de perfuração consiste de uma broca (*bit*) e uma peça denominada "martelo" (figura 6.1.15), que conecta o *bit* ao hasteamento e proporciona, em função da passagem do ar, a potência de choque e a freqüência de percussão.



Figura 6.1.15 - (a) Bit (broca) e (b) martelo utilizados na perfuração rotopneumática.

### 6.1.4 Projeto de Poços Tubulares

Para o bom dimensionamento de poços tubulares é necessário conhecer bem a hidrogeologia da área, de modo que o projeto seja adequado às características específicas do local. Quando se elabora um projeto de poço tubular alguns objetivos devem ser alcançados, dentre os quais destacam-se:

- o poço deverá ter a maior descarga possível, para o menor rebaixamento (alta eficiência);
- menor custo possível<sup>(1)</sup>;
- manter a boa qualidade da água, prevenindo possíveis contaminações;
- ter longa vida útil de serviço (pelo menos 25 anos).

Para alcançar os objetivos acima, as seguintes informações são importantes na elaboração do projeto do poço:

- demanda a ser atendida;
- conhecimento o mais detalhado possível da seqüência litológica e respectivas espessuras;
- Valores dos parâmetros hidrodinâmicos (T,K,S) do aquífero a ser captado;
- análises granulométricas dos pacotes arenosos atravessados;
- qualidade da água a ser bombeada.

Estas informações normalmente são obtidas através de outros poços existentes no local. Em áreas desprovidas dessas informações, a construção de poços, geralmente, faz-se em caráter pioneiro, de reconhecimento ou de pesquisa, utilizando-se pequenos diâmetros de perfuração, e a partir das informações obtidas com esses poços, prepara-se o projeto definitivo do poço produtor. Em princípio, não existe uma regra básica para elaboração do projeto

<sup>(1)</sup> O que só é possível se for dimensionado para, no máximo, a demanda necessária.

de um poço tubular. O projeto final dependerá muito das características de cada local e da experiência do projetista em avaliar estas características, portanto, cada projeto tem que ser estudado em separado. O projeto de poços tubulares também é dinâmico, varia com o tempo. Um projeto de poço que era adequado para uma determinada área há 20 anos, por exemplo, pode não ser mais adequado hoje.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT é o órgão responsável pela normatização técnica no Brasil. Para o tema poços tubulares, conforme a sua página na internet em março de 2008, existem nove normas em vigor, as quais estão listadas na tabela 6.1.1. A figura 6.1.16 apresenta de maneira esquemática um perfil construtivo de um poço tubular destinado a ilustrar cada termo discutido nesse capítulo.

### Profundidade de um Poço

Vários são os fatores que podem determinar a profundidade de um poço. Sempre que possível, toda a formação aquífera deve ser atravessada, pois esta é a situação em que o poço apresenta o melhor rendimento hidráulico. Porém, a profundidade pode ser limitada por questões econômicas, pela vazão requerida (equipamento de bombeamento) etc.

Norma	Descrição
NBR12212	Poço tubular - Projeto de poço tubular para captação de água subterrânea
NBR12244	Poço tubular - Construção de poço tubular para captação de água subterrânea
NBR13604	Filtros e tubos de revestimento em PVC para poços tubulares profundos
NBR13605	Filtros e tubos de revestimento em PVC para poços tubulares profundos - Determinação dimensional
NBR13606	Tubos de revestimento em PVC para poços tubulares profundos - Determinação do módulo de elasticidade à flexão
NBR13607	Tubos de revestimento em PVC para poços tubulares profundos - Verificação da flexão ao impacto
NBR13608	Tubos de revestimento em PVC para poços tubulares profundos - Verificação do desempenho da junta roscável
NBR13609	Tubos de revestimento em PVC para poços tubulares profundos - Verificação da resistência à tração das juntas
NBR15495-1	Poços de monitoramento de águas subterrâneas em aquíferos granulares - Parte 1: Projeto e construção

Tabela 6.1.1 - Normas técnicas sobre poços tubulares (ABNT, 2008).

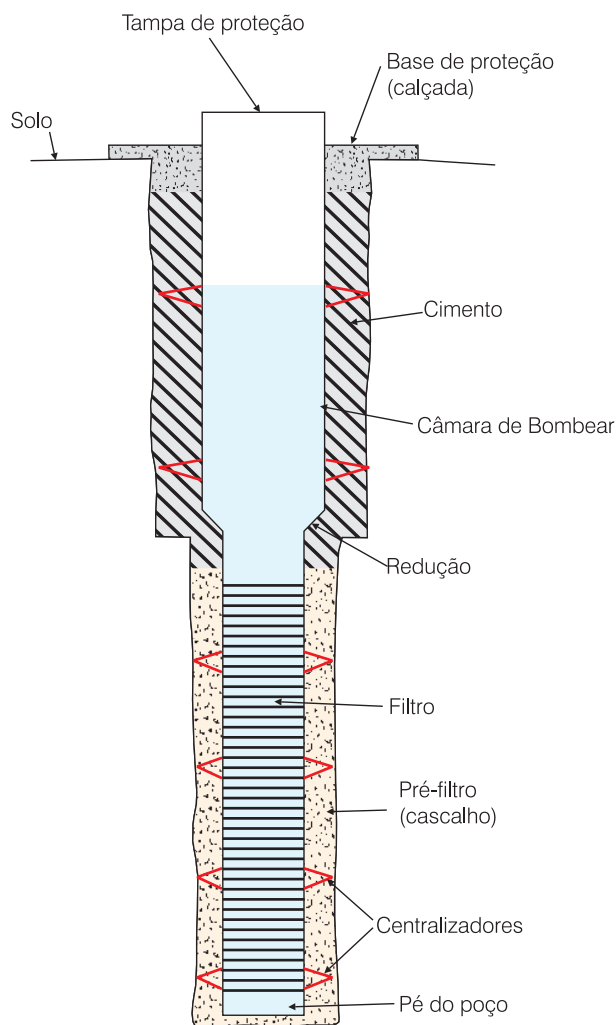


Figura 6.1.16 - Perfil construtivo esquemático de um poço tubular.

### Diâmetro de Perfuração

O diâmetro de perfuração de um poço dependerá, basicamente, da previsão de dois fatores: capacidade de produção e nível dinâmico. Com esses elementos pode-se definir a bomba a ser utilizada, cujo diâmetro definirá, por sua vez, o diâmetro do revestimento da câmara de bombeamento.

O conhecimento da transmissividade e espessura do aquífero permite prever as velocidades de fluxo para o poço e, portanto, os diâmetros de perfuração necessários para alojar filtro e pré-filtro adequados.

Como regra geral, uma bomba requer uma folga de 3 a 4 polegadas em diâmetro em relação ao revestimento, porém, é importante verificar as recomendações de seu fabricante. O comprimento da câmara de bombeamento também dependerá de vários fatores, tais como relação custo versus benefício e tipo de aquífero. Tecnicamente, hoje, já é viável o bombeamento de níveis dinâmicos da ordem de 500 metros.

Em um aquífero livre, a influência do diâmetro de perfuração na produtividade de um poço pode ser avaliada usando a fórmula de Dupuit.

$$Q = \frac{\pi K (H_0^2 - H_p^2)}{\ln(R/r_p)} \quad (6.1.2)$$

sendo, **Q** a vazão do poço [ $L^3/T^{-1}$ ], **K** a condutividade hidráulica do aquífero [ $L/T$ ], **H<sub>0</sub>** a espessura saturada inicial (aquífero em repouso) [ $L$ ], **H<sub>p</sub>** a espessura saturada do aquífero no poço em bombeamento [ $L$ ], **R** o raio de influência [ $L$ ] e **r<sub>p</sub>** o raio do poço [ $L$ ].

Para as mesmas condições de carga no poço, isto é, fazendo constante (C) o numerador da equação (6.1.2), e para um raio de influência de 100 m, que pode ser considerado como típico para aquíferos livres, a vazão depende unicamente do diâmetro do poço (equação 6.1.3).

$$Q = \frac{C}{\ln(200/D)} \quad (6.1.3)$$

A magnitude dessa dependência pode ser observada na tabela 6.1.2. Entretanto, deve-se ressaltar que o aumento dos diâmetros de perfuração quase sempre tem repercussões importantes nos custos do projeto e, por esse motivo, é preciso avaliar com muita cautela os custos envolvidos, antes de se pensar em aumentar os diâmetro. Como norma geral, o diâmetro de perfuração leva em conta o diâmetro previsto para o revestimento, deixando sempre uma folga, que pode variar, mas, de modo geral, é usual utilizar os valores indicados na tabela 6.1.3.

Diâmetro de Perfuração		Coeficiente de Aumento da Vazão
Polegadas	mm	
6	152	1,000
12	305	1,107
18	457	1,181
24	610	1,240
30	762	1,289
36	914	1,333
48	1.219	1,408

**Tabela 6.1.2** - Coeficientes de aumento da vazão de um poço em relação ao aumento do diâmetro de perfuração (modificado de Driscoll, 1987).

Revestimento (Polegada)	Folga (Polegada)
4-8	2-3
9-14	2-4
15-20	4-5
21-30	5-8

**Tabela 6.1.3** - Diâmetro de perfuração levando em consideração a folga necessária para o revestimento (adaptado de Driscoll, 1987).

## Revestimento

O revestimento é composto de tubos, instalados ao longo de toda a perfuração, cuja principal finalidade é sustentar as paredes do poço, impedindo que a seqüência litológica atravessada desmorone. A porção do revestimento onde se instala a bomba chama-se **câmara de bombeamento**. O trecho do revestimento onde se localiza a zona de admissão de água para o poço, ou zona de entrada de água do aquífero para o poço, é ocupado por tubos ranhurados, denominados **filtros**.

**Diâmetro** - dependendo do tipo de equipamento de perfuração, o diâmetro de revestimento é importante, porque pode influir bastante no custo da obra. Neste sentido, são recomendados dois critérios primordiais:

- o diâmetro da câmara de bombeamento deve deixar suficiente folga para uma fácil instalação e um bom funcionamento da bomba prevista; e
- o diâmetro do revestimento intermediário deve ser suficiente para que a velocidade de ascensão vertical do fluido seja inferior a 1,5 m/s. Esses critérios estão implícitos nas especificações sugeridas na tabela 6.1.4.

A dimensão externa em tubos de 1/8 de polegada a 12 polegadas (3,2 mm a 305 mm) foi originalmente escolhida de maneira tal que, para uma espessura padrão de parede, o diâmetro interno fosse igual a um tamanho padrão. Mas, dependendo da espessura da parede, o diâmetro interno pode ser maior ou menor do que o padrão indicado. Por esse motivo, usa-se o termo **diâmetro nominal** para designar o diâmetro interno, porque o verdadeiro diâmetro interno varia, para mais ou para menos, em relação ao tamanho padrão. Por exemplo, um diâmetro nominal de 6 polegadas (152 mm) tem um diâmetro externo de 6,625 polegadas (168 mm); mas, para uma parede de espessura padrão, o diâmetro interno é de 6,065 polegadas (154 mm).

Em poços com níveis estáticos muito profundos, que implicam em grandes alturas de elevação, o diâmetro abaixo da câmara de bombeamento é geralmente reduzido por questões econômicas. As especificações recomendadas na tabela 6.1.4 asseguram velocidades de ascensão do fluxo inferiores a 1,5 m/s e, portanto, perdas de carga relativamente pequenas.

**Materiais** - a escolha do material é função da resistência mecânica e química, de modo a adaptar-se às condições a que será submetido. Assim sendo, entre outras coisas, vai depender da qualidade da água, da profundidade do poço, do diâmetro de perfuração, do método de perfuração e, também, do custo. Os tipos de revestimento empregados em poços tubulares são basicamente dois: aço e PVC. No passado, o aço era o material mais comumente empregado em todos os casos. Nos últimos anos, porém, o PVC está sendo cada vez mais utilizado, principalmente, em poços com menos de 300 metros de profundidade, que captam águas muito corrosivas.

Vazão Prevista (m <sup>3</sup> /h)	Diâmetro Nominal dos Estágios da Bomba		Diâmetro Ótimo do Revestimento do Poço (*)		Diâmetro Mínimo do Revestimento do Poço (*)	
	(polegada)	(mm)	(polegada)	(mm)	(polegada)	(mm)
Q < 23	4	102	6 (i)	152 (i)	5 (i)	127 (i)
17 < Q ≤ 40	5	127	8 (i)	203 (i)	6 (i)	152 (i)
35 < Q ≤ 80	6	152	10 (i)	254 (i)	8 (i)	203 (i)
80 < Q ≤ 160	8	203	12 (i)	305 (i)	10 (i)	254 (i)
113 < Q ≤ 130	10	254	14 (e)	356 (e)	12 (i)	305 (i)
180 < Q ≤ 400	12	305	16 (e)	406 (e)	14 (e)	356 (e)
270 < Q ≤ 680	14	356	20 (e)	508 (e)	16 (e)	406 (e)
450 < Q ≤ 860	16	406	24 (e)	610 (e)	20 (e)	508 (e)
680 < Q ≤ 1.360	20	508	30 (e)	762 (e)	24 (e)	610 (e)

(\*)Para bombas tipo turbina de eixo vertical, o diâmetro do revestimento do poço se baseia no diâmetro externo dos estágios da bomba e para bombas submersas, é baseado no diâmetro dos estágios da bomba ou no diâmetro do motor; (i) = diâmetro interno; (e)= diâmetro externo.

**Tabela 6.1.4** - Diâmetro da câmara de bombeamento de acordo com a vazão da bomba (adaptado de Driscoll 1987).

## Filtros

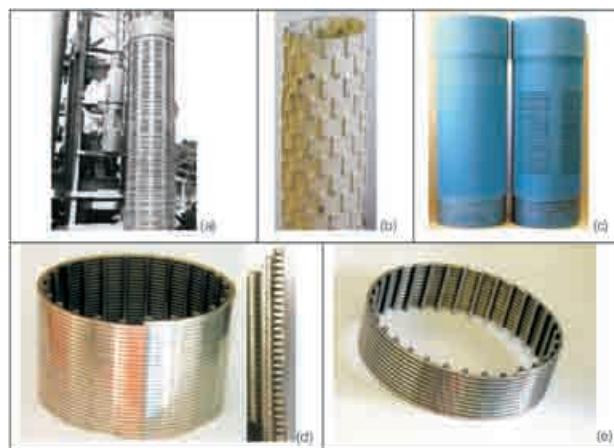
O filtro, como já mencionado, é um revestimento especial que permite a passagem da água do aquífero para dentro do poço. O seu comprimento é definido basicamente em função das características locais do aquífero. Para um bom dimensionamento dos filtros devem-se adotar, como orientação geral, os seguintes critérios:

- dimensionar o comprimento de filtros em função da vazão prevista para o poço, considerando uma velocidade de entrada de água menor ou igual à raiz quadrada da condutividade hidráulica do aquífero;
- calculada a extensão total, distribuir as seções de filtro ao longo da espessura do aquífero de maneira a minimizar o efeito de componentes verticais de fluxo para o poço, ou seja, o efeito da penetração parcial;
- o ideal é contar com uma perfilagem geofísica do poço para evitar a colocação de filtros nas camadas de sedimentos muito finos, intercaladas na formação aquífera;
- a zona de admissão de água da bomba ou bombeador, em hipótese alguma, deve ser instalada em um trecho do poço revestido com filtro, pois aí, as velocidades de fluxo são muito altas e podem induzir o carreamento de partículas finas do aquífero para o poço através do pré-filtro e, assim, comprometer a vida útil da bomba e do próprio poço;
- como regra geral, aquíferos livres devem ser telados (revestidos com filtro) ao longo de 1/2 a 2/3 da espessura saturada a partir da base do aquífero; e
- os aquíferos confinados devem ser telados até no máximo 80% da espessura total, pois a experiência revela que porcentagens de penetração superiores não produzem aumento significativo de vazão capaz de justificar o investimento.

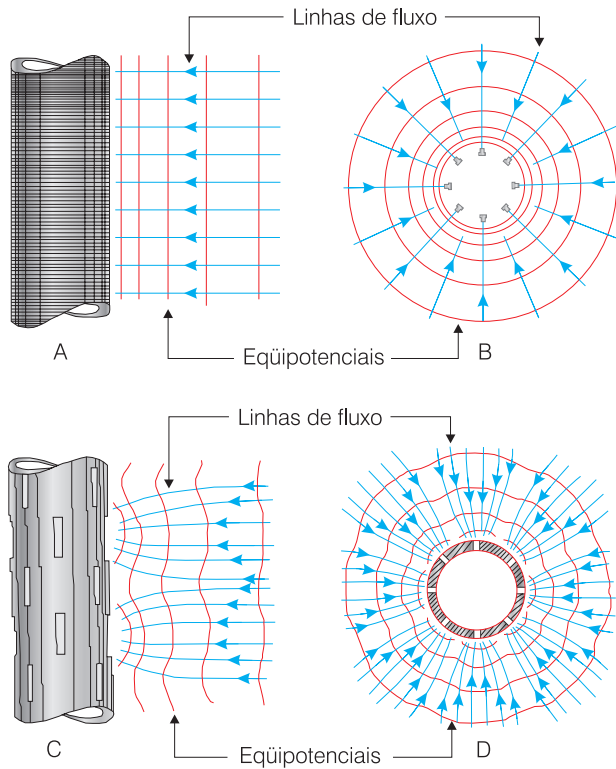
## Tipos de Filtros

Vários são os tipos de filtros que podem ser empregados. A escolha adequada depende da natureza do material a ser telado, da demanda a ser atendida e dos recursos disponíveis para a obra. Os tipos mais comuns são apresentados na figura 6.1.17. Os filtros geomecânicos (PVC) são, atualmente, adotados como unanimidade para poços até 200 m, enquanto os Nold e Fresta, praticamente, não são mais utilizados.

Dentre os tipos conhecidos, os filtros de ranhura contínua são os que apresentam melhor rendimento, pois têm uma percentagem de área aberta bem maior que os demais. Porém, devido ao processo de fabricação mais sofisticado, os filtros de ranhura contínua são os mais caros. A figura 6.1.18 mostra uma comparação entre as linhas de fluxo para um filtro de ranhura contínua e outro com abertura irregular. As componentes de fluxo vertical geradas no segundo tipo, quando a água atravessa o filtro, aumentam a perda de carga e tendem a diminuir a capacidade de produção do poço.



**Figura 6.1.17** - Diferentes tipos de filtro. (a) Fresta (Custodio & Llamas, 1983); (b) Nold; (c) Geomecânico; (d) Ranhura contínua - arame trapezoidal; (e) Ranhura contínua - arame redondo.



**Figura 6.1.18** - Diferenças do fluxo de água para filtros de ranhura contínua e tubos ranhurados (modificado de Cetesb, 1978).

**Aberturas das ranhuras** - o dimensionamento da abertura das ranhuras do filtro dependerá da existência ou não de pré-filtro.

- **Poço sem pré-filtro** - as ranhuras do filtro devem deixar passar a maior parte dos finos da formação durante os processos de desenvolvimento. Para areias heterogêneas, as ranhuras devem permitir a passagem de 60% do material da formação. Quando a água é corrosiva, seleciona-se a abertura para permitir a passagem de 50% do material da formação. Em aquíferos com alternância de camadas de granulometria fina e grossa, deve-se estender o filtro dimensionado para o material mais fino, um metro dentro da camada mais grosseira sotoposta. A abertura da ranhura do filtro da camada mais grossa não deve exceder duas vezes a abertura da ranhura do filtro da camada mais fina sobreposta.
- **Poço com pré-filtro** - as ranhuras do filtro devem reter 90% do pré-filtro.

O dimensionamento do diâmetro dos filtros de um poço é conseqüência direta da vazão que se pretende bombear e das dimensões das ranhuras dos filtros. A principal orientação no dimensionamento do diâmetro de filtros é adotar como condicionante uma velocidade de entrada d'água inferior a 0,03 m/s. Segundo a maioria dos pesquisadores, velocidades maiores favorecem os processos de incrustação e corrosão.

A exemplo do revestimento, os filtros são basicamente confeccionados em aço (comum, inoxidável ou galvanizado) ou em PVC (geomecânico, PVC rígido etc.). A escolha do material a ser utilizado está normalmente condicionada às características físico-químicas e bacteriológicas da água a ser captada pelo poço e aos custos.

**Velocidades de Entrada** - uma revisão dos trabalhos relacionados com o problema da limitação das velocidades de entrada de água nos filtros de poços, revela a ocorrência de valores na faixa de 1 a 8 cm/s, sendo o limite inferior mais freqüente igual a 3 cm/s, conforme se observa na tabela 6.1.5. Alguns autores utilizam como critério para limitar a velocidade de entrada nos filtros, a condutividade hidráulica do aquífero, conforme se pode ver na tabela 6.1.6.

Fonte	Velocidade Máxima de Entrada (cm/s)
Tolman, (1937)	3 - 6
Ahrens (1957)	3 - 8
Smith (1963)	2
Blair (1970)	3
Huisman (1973)	4
AWWA (1973)	3 - 6
Campbell & Leha (1973)	3 - 8
USEPA (1975)	1 - 3
Mabilot (1979)	4
Driscoll (1987)	3

**Tabela 6.1.5** - Velocidades máximas de entrada nos filtros segundo vários autores.

Condutividade Hidráulica (m/s)	USEPA (v em cm/s)	Walton (v = √K)
$K \geq 2,84 \cdot 10^{-3}$	3,05	$v \geq 5,33$
$2,36 \cdot 10^{-3} \leq K < 2,84 \cdot 10^{-3}$	3,05	$4,86 \leq v < 5,33$
$1,89 \cdot 10^{-3} \leq K < 2,36 \cdot 10^{-3}$	3,05	$4,35 \leq v < 4,86$
$1,41 \cdot 10^{-3} \leq K < 1,89 \cdot 10^{-3}$	3,05	$3,75 \leq v < 4,35$
$1,18 \cdot 10^{-3} \leq K < 1,41 \cdot 10^{-3}$	3,05	$3,44 \leq v < 3,75$
$9,94 \cdot 10^{-4} \leq K < 1,18 \cdot 10^{-3}$	2,54	$3,08 \leq v < 3,44$
$7,04 \cdot 10^{-4} \leq K < 9,94 \cdot 10^{-4}$	2,54	$2,65 \leq v < 3,08$
$4,75 \cdot 10^{-4} \leq K < 7,04 \cdot 10^{-4}$	2,03	$2,18 \leq v < 2,65$
$2,36 \cdot 10^{-4} \leq K < 4,75 \cdot 10^{-4}$	2,03	$1,54 \leq v < 2,18$
$2,31 \cdot 10^{-4} \leq K < 2,75 \cdot 10^{-4}$	1,52	$1,52 \leq v < 1,54$
$K < 2,31 \cdot 10^{-4}$	1,02	$v < 1,52$

**Tabela 6.1.6** - Velocidades máximas de entrada nos filtros, em função da condutividade hidráulica do aquífero (USEPA, 1975; Walton, 1970).

Segundo Driscoll (1987), embora a experiência prática indique uma velocidade máxima de 3 cm/s como plenamente satisfatória, a Johnson Division continua sempre realizando experimentos para testar o efeito, a longo prazo, da velocidade de entrada nos processos de corrosão e incrustação de filtros. Estudos concluídos em 1987, por exemplo, testaram, através de uma série de experimentos, o efeito da velocidade de entrada nas taxas de corrosão de filtros dos tipos aço inoxidável 304 e aço de baixo teor de carbono. Sabe-se que a corrosão produz dois efeitos dielétricos opostos nos filtros de poços:

- os produtos da corrosão podem obstruir as ranhuras com o tempo e causar uma redução na capacidade específica do poço; e
- o processo também pode produzir, ao longo do tempo, um aumento nas aberturas das ranhuras, dando lugar a carreamentos de areia.

Foi comprovado que a resistência do aço inoxidável 304 à corrosão é excelente em presença de água com boa qualidade, porém, diminui com o aumento do teor de cloretos. Os filtros de aço com baixo teor de carbono, em geral, são muito menos resistentes do que os de aço inox. Devido à grande variação de qualidade química das águas subterrâneas, as taxas reais de corrosão determinadas nos testes são menos significativas do que a tendência geral que se observa entre velocidade de entrada e corrosão. Para água de boa qualidade, com 0,2 mg/L de oxigênio dissolvido, a taxa de corrosão em amostras de filtros de aço com baixo teor de carbono passa de 0,55 para 2,65 m/ano, quando a velocidade de entrada aumenta de 3 cm/s para 76,2 cm/s (figura 6.1.19).

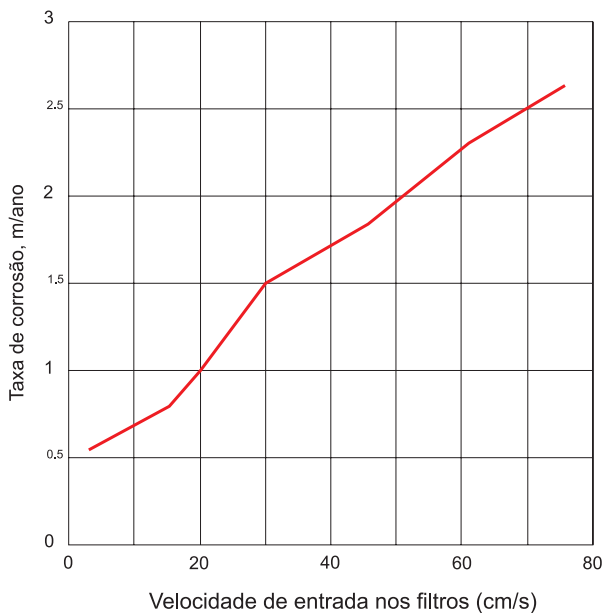


Figura 6.1.19 - Taxa média de corrosão, em m/ano, para 5 amostras de filtros de aço com baixo teor de carbono, em água com 0,2 mg/L de O<sub>2</sub> dissolvido (adaptado de Driscoll, 1987).

Os mesmos testes, conduzidos em amostras de filtros de aço inoxidável 304, mostraram também uma tendência de aumento da taxa de corrosão com o aumento da velocidade de fluxo. Como se observa na figura 6.1.20, para velocidades de entrada até 12 cm/s, a taxa de corrosão varia irregularmente, situando-se numa média de 8,5 cm/ano. Daí em diante, a corrosão aumenta, chegando a quase 25 cm/ano quando a velocidade é de 60 cm/s.

Conclui-se, portanto, que a limitação da velocidade de entrada de água nos filtros contribui para uma maior eficiência operacional e, conseqüentemente, para que o poço tenha uma vida útil de serviço mais longa. Caso se deseje que a vida útil do poço seja de pelo menos 20 anos, para filtros de aço dos tipos testados, é conveniente limitar as velocidades de entrada.

**Diâmetro dos Filtros** - o projetista de poço tubular dispõe de duas equações de orientação para o dimensionamento do diâmetro de filtros (vazões máximas permissíveis), que foram desenvolvidas com base em estudos de velocidade da entrada da água na perfuração (paredes do furo) e nos filtros de um poço tubular.

**Vazão Máxima Permissível pelo Furo**

$$Q_p = 2\pi r_p L_p v_e \tag{6.1.4}$$

sendo,  $Q_p$  a vazão máxima pelo furo [ $L^3T^{-1}$ ],  $r_p$  o raio do furo (perfuração) [L],  $L_p$  o comprimento do furo de raio  $r_p$  [L],  $v_e$  a velocidade de entrada da água pelo furo dada por  $\sqrt{(K/15)}$  ou  $\sqrt{(K/30)}$  [ $LT^{-1}$ ] e  $K$  a condutividade hidráulica do aquífero [ $LT^{-1}$ ].

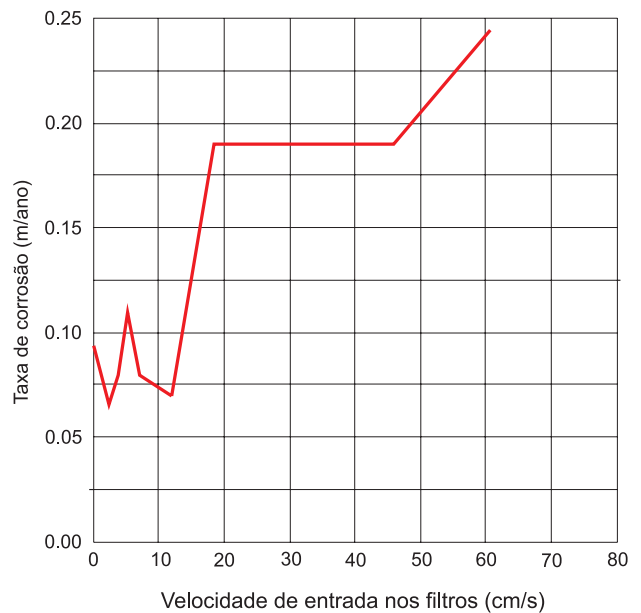


Figura 6.1.20 - Taxa média de corrosão, em m/ano, para 3 amostras de filtros de aço inoxidável 304, em água com 2 ± 0,2 mg/L de O<sub>2</sub> dissolvido (modificado de Driscoll, 1987).

### Vazão Máxima Permissível pelo Filtro

$$Q_f = 2\pi r_f L_f \alpha \beta v_e \quad (6.1.5)$$

sendo, **Q** a vazão máxima pelo filtro [ $L^3T^{-1}$ ], **r<sub>f</sub>** o raio da seção filtrante [L], **L<sub>f</sub>** a extensão da seção filtrante de raio **r<sub>f</sub>** [L], **α** a percentagem de área aberta do filtro, **β** a percentagem de área aberta do filtro obstruída pelo pré-filtro (adota-se 50%), **v<sub>e</sub>** a velocidade de entrada da água pelo filtro [ $LT^{-1}$ ], dada por 0,01, para  $K \leq 10^{-4}$  m/s, e por  $\sqrt{K}$ , para  $K > 10^{-4}$  m/s, e **K** a condutividade hidráulica do aquífero [ $LT^{-1}$ ].

É importante lembrar que as equações (6.1.4) e (6.1.5) são empíricas, e por terem sido desenvolvidas com base na observação de poços de áreas específicas, a sua utilização deve ser feita de forma criteriosa. Os dados fornecidos pelos poços existentes em uma área onde se pretende projetar novos poços, são informações importantíssimas para avaliar o uso irrestrito destas equações.

### Pré-Filtro

O pré-filtro é o preenchimento de cascalho colocado no espaço anelar, existente entre o revestimento/filtro e a perfuração. Tem por finalidade estabilizar areias muito finas e bem selecionadas e permitir maior percentagem de área aberta das ranhuras do filtro.

Antes de avançar no estudo do dimensionamento do pré-filtro de um poço, é necessário revisar alguns conceitos de análise granulométrica. O estudo granulométrico de um sedimento é feito a partir de uma quantidade pré-definida de material, que após seco em estufa passa por peneiras vibratórias, com diferentes aberturas de malha, dispostas verticalmente uma sobre a outra. Pesa-se as frações retidas em cada peneira e calcula-se a percentagem em relação à quantidade inicial da amostra. Constrói-se, então, um gráfico de coordenadas cartesianas ortogonais, no qual os diâmetros das peneiras são plotados no eixo das abcissas e as freqüências relativas acumuladas, do material retido em cada peneira, no eixo das ordenadas, tal como mostrado na figura 6.1.21.

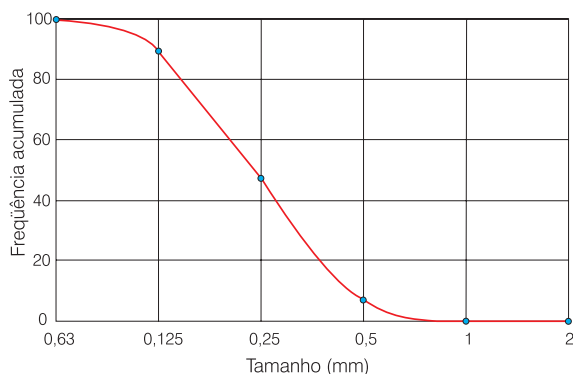


Figura 6.1.21 - Curva Granulométrica (modificado de Driscoll, 1987).

Na tabela 6.1.7 apresenta-se uma classificação dos diversos tipos de areia em função do tamanho dos grãos, segundo Krubein & Pettijohn (1938). A análise de uma curva granulométrica de um sedimento permite definir os seguintes parâmetros:

**dx** - determina o tamanho da partícula de tal forma que x% é a percentagem de grãos menores que passam ou são retidos por uma determinada peneira;

**Coefficiente de uniformidade** - é a razão  $d_{60}/d_{10}$  do material que passa ou  $d_{40}/d_{90}$  do material retido;

**Tamanho efetivo** - é igual ao tamanho da abertura da peneira que retém 90% ou deixa passar 10% do material analisado.

Estudos mostram que apenas 0,5 polegada de espaço entre o revestimento/filtro e a perfuração seriam suficientes para o pré-filtro desempenhar suas funções (Driscoll, 1987). Porém, devido ao processo de instalação do pré-filtro, e do revestimento, são necessárias pelo menos três polegadas de folga.

O pré-filtro é indicado em praticamente todos os casos, quando não se deseja perder muito tempo com desenvolvimento natural. É indispensável no caso de sedimentos muito finos e uniformes, a menos que sejam utilizados filtros com ranhuras pequenas demais (por exemplo, menores que 0,25 mm), o que pode trazer problemas de colmatção prematura, sobretudo quando existe alguma fração argilosa na matriz arenosa fina. Na prática, e nas formações granulares em geral, é sempre preferível utilizar o pré-filtro, porque o mesmo permite a instalação de filtros com ranhuras mais abertas, o que contribui para uma maior eficiência hidráulica do poço. Além disso, no caso de águas incrustantes, as aberturas dos filtros devem ser, no mínimo, da ordem de 0,4 a 0,5 mm. O pré-filtro deve apresentar as seguintes características:

- ser livre de impurezas;
- ter grãos bem arredondados;
- ter de 90 a 95% de grãos de quartzo; e
- apresentar coeficiente de uniformidade menor que 2,5.

Existem vários métodos para definir a granulometria do pré-filtro, porém aqui serão apresentados apenas dois métodos: Jonhson e Nold.

Classificação	Tamanho dos Grãos (mm)
Areia muito fina	0,063 - 0,125
Areia fina	0,125 - 0,250
Areia média	0,250 - 0,500
Areia grossa	0,500 - 1,000
Areia muito grossa	1,000 - 2,000

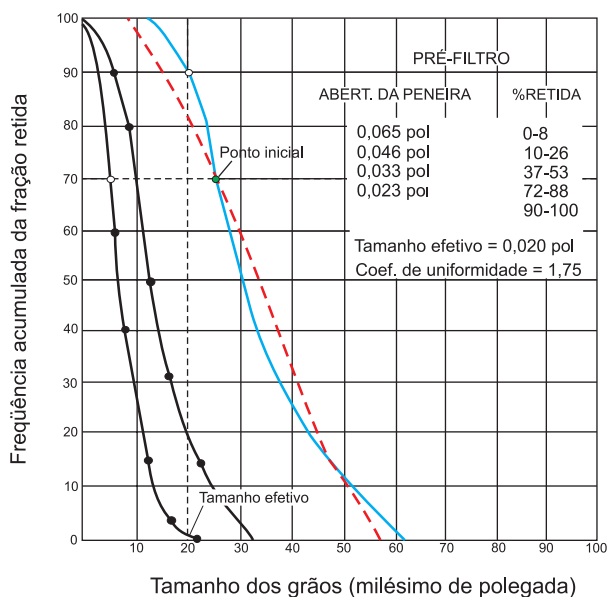
Tabela 6.1.7 - Classificação Granulométrica (Krumbein & Pettijohn, 1938).



**Método Johnson** - os procedimentos básicos para utilização deste método são os seguintes:

- escolha dos trechos a serem telados e realização das análises granulométricas. Seleção do trecho que apresentar granulometria mais fina;
- multiplicação do tamanho correspondente a 70% do material retido por um fator entre 4 e 10. Usa-se um fator entre 4 e 6 se a formação é uniforme e  $d_{40} < 0,25$  mm. Usa-se um fator entre 6 e 10 se a granulometria da formação é muito heterogênea e possui areia fina, média até grossa, com seixos e matriz argilosa, como acontece em muitos depósitos de aluviões na região semi-árida do Nordeste brasileiro. A utilização de um fator maior do que 10 não é recomendável, porque o poço corre o risco de apresentar carreamento permanente de areia. No exemplo considerado (figura 6.1.21), a curva correspondente ao material mais fino tem  $d_{70} = 0,005"$  (0,13 mm) e como  $d_{40} < 0,25$  mm, foi utilizado o fator 5, isto é, o ponto inicial da curva granulométrica do pré-filtro encontra-se em 0,65 mm ou 0,025" ( $5 \cdot d_{70} = 5 \cdot 0,13$  mm);
- passando pelo ponto inicial, desenha-se uma curva suave representando um material com coeficiente de uniformidade de aproximadamente 2,5 ou menos. Na figura 6.1.22, para um coeficiente de uniformidade de 2,5 obtém-se a curva interrompida em vermelho. O coeficiente de uniformidade da curva contínua que passa pelo ponto inicial do pré-filtro é de 1,8 e corresponde a um material menos uniforme, porém comercialmente disponível. Por isso, é o pré-filtro indicado.

Caso não seja possível adquirir um pré-filtro comercial, pode-se preparar um bom pré-filtro, utilizando-se uma fonte de cascalho ou areia, como descrito a seguir:



**Figura 6.1.22** - Exemplo de aplicação do método Johnson (adaptado de Driscoll, 1987).

- seleção, por exemplo, de 5 (cinco) aberturas de peneiras de  $\pm 8\%$  de variação para a porcentagem de material retido em qualquer ponto da curva;
- considerando a curva do exemplo (figura 6.1.22), a maior peneira teria uma abertura de 1,7 mm (0,065"). A porcentagem retida nessa peneira seria nula e, portanto, poderíamos ter até 8% do material do pré-filtro nela retido;
- a peneira seguinte, em ordem decrescente, mais comumente usada, tem abertura de 1,2 mm. A curva para essa abertura (0,046") exibe 18% de material retido. Calculando, então,  $18 \pm 8$ , verificamos que a faixa de pré-filtro a ser retida nessa peneira deverá ser de 10 a 26%;
- para a peneira seguinte, com abertura de 0,8 mm (0,033"), a curva mostra um percentual retido de 45% e assim  $45 \pm 8$  revela que o pré-filtro deve conter um percentual de 37 a 53% de material retido nessa peneira;
- usando o mesmo processo, verifica-se que as duas últimas peneiras (0,6 e 0,4 mm) deverão reter, respectivamente, de 72 a 88% e de 90 a 100% do material do pré-filtro.

**Método Nold** - da curva granulométrica obtém-se o coeficiente de uniformidade e os tamanhos dos grãos para  $d_{10}$ ,  $d_{75}$  e  $d_{95}$  da fração que passa na peneira ou  $d_{90}$ ,  $d_{25}$  e  $d_5$  do material retido, e com auxílio da tabela 6.1.8 determina-se os diâmetros mínimo e máximo dos grãos do cascalho para o pré-filtro.

Coefficiente de Uniformidade	Tipo de Curva Granulométrica	Mínimo	Máximo
Entre 3 e 5	Material que passa	$d_{10} \cdot 4$	$d_{95} \cdot 5$
	Material retido	$d_{90} \cdot 4$	$d_5 \cdot 5$
< 3	Material que passa	$d_{75} \cdot 4$	$d_{95} \cdot 5$
	Material retido	$d_{25} \cdot 4$	$d_5 \cdot 5$

**Tabela 6.1.8** - Granulometria do pré-filtro pelo método Nold (adaptado de Custodio & Llamas, 1983).

### Cimentação

A colocação de pasta de cimento no espaço anelar entre o revestimento e a parede do poço, ou em casos especiais, dentro do próprio poço, é denominada de cimentação, cujas principais finalidades são descritas a seguir:

- **Vedação** - quando um poço é abandonado, seja qual for o motivo, deve ser totalmente preenchido com pasta de cimento, eliminando um meio de acesso para a penetração de poluentes no aquífero;

- **Fixação** - é uma das finalidades básicas no que diz respeito à construção do poço e tem como objetivo fixar o revestimento à parede do poço, de forma a estabilizar permanentemente a obra;
- **Proteção sanitária** - a cimentação do espaço anelar da parte mais superior do poço impedirá que águas poluídas da superfície se infiltrem e contaminem a água captada pelo poço.;
- **Proteção** - tem como objetivo proteger o revestimento da ação de águas agressivas;
- **Separação de Aquíferos** - quando existem vários níveis aquíferos e entre eles um ou mais apresentam água imprópria para consumo, os níveis indesejáveis são separados por cimentação;
- **Correções de Desvios de Perfuração** - quando por algum problema a perfuração sofre desvio na verticalidade que venha comprometer a descida do revestimento ou outras operações, pode-se corrigir este defeito fazendo-se uma cimentação do trecho que sofreu desvio e reabrindo o poço.

A cimentação, em geral, é feita apenas com uma pasta formada de cimento + água. Às vezes acrescenta-se bentonita na proporção de 3 a 6%. A mistura mais comumente usada ([www.cornordeste.com.br](http://www.cornordeste.com.br)) é 50 Kg de cimento para 30 litros de água. Essa mistura rende cerca de 40 litros de pasta de cimento.

Após a cimentação, deve-se aguardar um período de tempo correspondente a pega do cimento, para serem retomados os trabalhos. Na prática, em geral, este tempo varia entre 8 e 24 horas.

Atualmente, existe no mercado a opção de pelotas de argila compactada e desidratada que são utilizadas em substituição ao cimento. A principal vantagem dessas pelotas de argilas é a facilidade da sua colocação no espaço anelar, que é feita diretamente por gravidade via um tubo guia. Outra vantagem é não se ter que esperar o tempo de cura ou pega, como no caso do cimento, tornando a operação mais rápida, já que é feita de forma contínua. Por exemplo, na captação de aquíferos estratificados com níveis intercalados de água de qualidade indesejável, é necessário realizar o isolamento destes níveis. Quando se usa cimento, após a colocação do cascalho correspondente ao primeiro intervalo aquífero e o respectivo isolamento do nível sobreposto, é necessário aguardar o tempo de cura do cimento. Durante este tempo pode haver desmoronamento de parte da parede do furo, na parte superior, prejudicando a obra. A utilização de pelotas de argila evitaria esse tipo de risco.

Entretanto, esta alternativa apresenta a grande desvantagem de não se ter controle do espaçamento de isolamento, ou seja, já que a metodologia de aplicação é por gravidade, não se pode ter certeza da base e topo reais do intervalo isolado, podendo-se, muitas vezes, deixar de isolar trechos que venham causar problemas futuros.

## Limpeza e Desenvolvimento

Concluídos os trabalhos de perfuração e completação (revestimento, pré-filtro e cimentação), segue-se a operação de limpeza do poço, que tem como objetivo principal a retirada de todos os resíduos deixados no poço durante a fases anteriores.

Nos casos dos poços perfurados pelo método rotativo, a principal função da limpeza é a retirada total do fluido de perfuração, tarefa que pode se tornar difícil, quando a lama utilizada é exclusivamente à base de bentonita.

Após a limpeza, são iniciados os procedimentos de desenvolvimento, que têm como finalidade principal o aumento da condutividade hidráulica natural do aquífero, nas proximidades do poço, e correção de eventuais danos causados à formação pela perfuração (compactação, colmatagem etc). Todos os poços novos devem ser desenvolvidos logo após a sua conclusão. Os processos de desenvolvimento auxiliam muito a limpeza, principalmente, na retirada dos fluidos à base de bentonita. Na verdade, os processos de limpeza e desenvolvimento são interligados e formam uma interface indefinida.

O aumento da condutividade hidráulica nas proximidades do poço é conseguido através da retirada da fração de granulometria mais fina da formação aquífera para dentro do poço, e deste para a superfície. Sendo assim, o desenvolvimento de um poço deve prolongar-se até cessar a "produção de areia", não havendo, portanto, um tempo limite para a sua conclusão. Na figura 6.1.23 é mostrada uma fotografia ilustrando como deve ficar a formação aquífera após o desenvolvimento de um poço. Pode-se notar claramente o aumento gradual da granulometria na direção do poço, refletindo, conseqüentemente, no aumento da condutividade hidráulica.

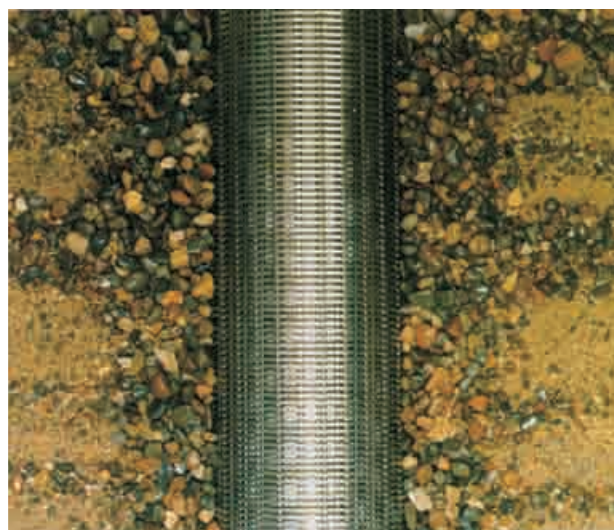


Figura 6.1.23 - Aspectos da formação aquífera após o desenvolvimento (Driscoll, 1987).

O sucesso do desenvolvimento de um poço depende de vários fatores: método de completação, área aberta e configuração das ranhuras dos filtros, dimensões das ranhuras dos filtros, espessura do pré-filtro, tipo de fluido utilizado na perfuração, tipo de formação etc. Os métodos de desenvolvimento mais utilizados são descritos a seguir.

**Superbombeamento** - consiste em bombear o poço com uma vazão, pelo menos, duas vezes maior do que a sua provável vazão de operação. Este método não é indicado para poços perfurados em formações não consolidadas sem pré-filtro. A grande desvantagem deste método é a facilidade da formação de pontes de areia. É indicado para formações pouco estratificadas e poços com pré-filtro.

**Reversão de Fluxo** - é o método de super bombeamento com paralisações. Algumas vezes, além de paralisar o bombeamento, injeta-se água na formação com o objetivo de criar um fluxo do poço para o aquífero, passando pelo pré-filtro e ajudando a remover as partículas finas.

**Air-Lift** - este pode ser definido como um superbombeamento feito por um compressor. Como o compressor trabalha em pulsos, funciona também como fluxo e refluxo, evitando as pontes de areia.

**Pistoneamento (Surge Plunger)** - método bastante eficiente, realizado normalmente com máquinas percussoras. O método consiste em pistonear um êmbolo de borracha que é instalado dentro do revestimento do poço (semelhante a uma seringa de injeção). O movimento constante de sobe-e-desce faz com que as partículas mais finas se desloquem em direção ao poço. A intervalos regulares de tempo retira-se o êmbolo e se limpa o poço com um compressor (*air-lift*).

**Air Surge Plunger** - semelhante ao pistoneamento, apenas o êmbolo é confeccionado de modo a permitir a passagem de uma tubulação de ar comprimido para o poço ser constantemente limpo.

**Jateamento** - uma peça especial, denominada jateador, é acoplada ao final do hasteamento e colocada na base dos filtros. Com a própria bomba de lama, ou uma bomba específica para esta operação, injeta-se água através do hasteamento, de modo a produzir um jato de alta pressão. O trabalho de injeção de água é feito girando o hasteamento e fazendo-o subir e descer várias vezes em frente aos filtros até que se processe a limpeza de todas as suas ranhuras. A figura 6.1.24 mostra a relação entre o fluxo de água durante o jateamento em diferentes tipos de filtro.

Utilizando um aquífero de granulometria bastante homogênea, Werner *et al.* (1980) desenvolveram uma pesquisa considerada por Driscoll (1987) como um dos poucos estudos científicos que analisam variáveis, associadas com a construção e completação de

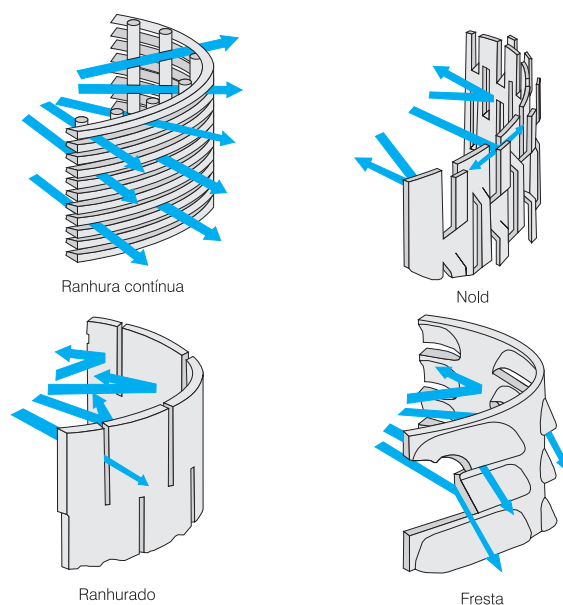


Figura 6.1.24 - Linhas de fluxo durante o jateamento em diferentes tipos de filtro (Driscoll, 1987).

poços, que afetam o desenvolvimento. O referido estudo consistiu na perfuração, pelo método rotativo, de 10 (dez) poços utilizando 2 (dois) diferentes tipos de aditivos como fluido de perfuração (bentonita e polímero). Na completação dos poços foram utilizados 3 (três) diferentes tipos de filtros. Em seguida, em cada poço, foram executados trabalhos de desenvolvimento em três etapas: superbombeamento (SB), pistoneamento (PST) e jateamento de água simultâneo com bombeamento (J/AL). Em cada um dos métodos de desenvolvimento, os trabalhos prosseguiram até a obtenção de água isenta de areia. Após cada etapa de desenvolvimento seguiu-se um teste de bombeamento com duração de 24 horas.

Os resultados obtidos por Werner *et al.* (*op. cit.*) revelaram que a capacidade específica de um poço perfurado pelo método rotativo pode realmente ser incrementada, a depender do método de desenvolvimento, do tipo de fluido de perfuração e da porcentagem de área aberta das seções de filtro.

Na figura 6.1.25 é apresentada uma comparação entre os três métodos de desenvolvimento utilizados, mostrando uma franca vantagem do método de jateamento sobre os demais. Na figura 6.1.26 é apresentada uma comparação do rendimento de cada etapa de desenvolvimento em função da porcentagem de área aberta dos filtros. As influências do tipo de fluido de perfuração, do método de desenvolvimento e da porcentagem de área aberta dos filtros, na melhoria de produtividade de um poço, podem ser vistas na tabela 6.1.9 e são comprovadas pelo valor do coeficiente de aumento da capacidade específica média.

Fluidos de perfuração à base de bentonita são mais difíceis de remover do que fluidos de polímeros. Esses últimos não apresentam maiores problemas,

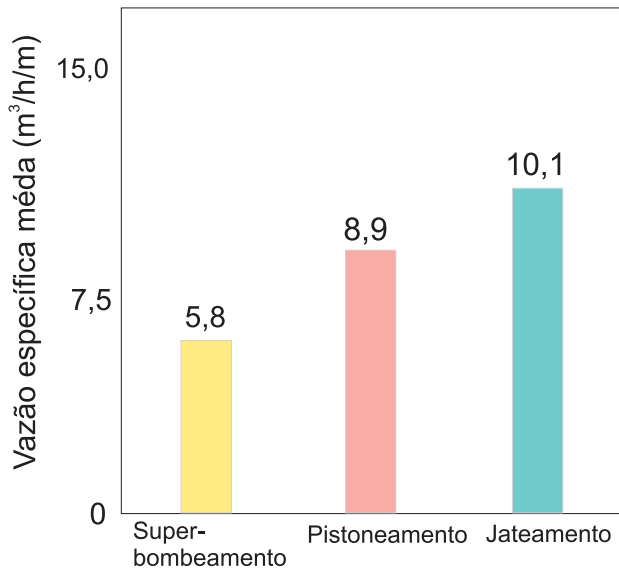


Figura 6.1.25 - Comparação de eficiência entre três diferentes métodos de desenvolvimento (adaptado de Driscoll, 1987).

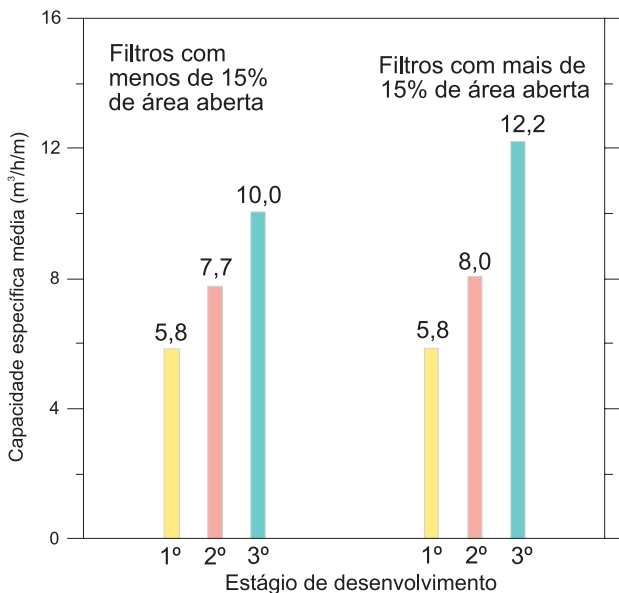


Figura 6.1.26 - Influência da porcentagem de área aberta dos filtros em diferentes estágios de desenvolvimento de poços perfurados com fluido de bentonita. Em geral o desenvolvimento é mais efetivo quando as aberturas dos filtros são maiores (modificado de Werner et al., 1980; Driscoll et al., 1980).

porque mesmo quando penetram na formação aquífera além do alcance do desenvolvimento, se dissipam com o tempo e não oferecem resistência ao fluxo da água subterrânea.

**O Uso de Polifostatos no Desenvolvimento** - para facilitar a limpeza de poços perfurados com fluidos à base de bentonita, usam-se substâncias dispersivas denominadas polifostatos.

Essas substâncias introduzidas no poço antes ou durante o desenvolvimento, contribuem, também, para a remoção das argilas existentes na formação aquífera. A solução de polifostato deve ser injetada na altura dos filtros do poço e, em seguida, deve-se também injetar água, para forçar a entrada da solução na formação aquífera. Os polifostatos usados no desenvolvimento de poços são de dois tipos: cristalino e vídreo. Os tipos cristalinos, que possibilitam a dispersão e remoção de argilas do aquífero, são o polifostato ácido de sódio (PAS), o pirofostato tetrassódico (PTS) e o tripolifostato de sódio (TPS). Um fosfato vídreo (não cristalino) muito utilizado pela facilidade com que se encontra no comércio, é o hexametáfostato de sódio (HMS). A presença de polifostatos nos filtros do poço favorece a expansão de bactérias, motivo pelo qual tem se usado, junto com a solução de polifostato (17,0 kg de HMS por m³) uma solução bactericida de hipoclorito de sódio (2,25 kg/m³). Na preparação da solução de polifostato, o produto deve ser bem misturado e ficar perfeitamente dissolvido, antes de ser injetado no poço.

**Desenvolvimento de Poços em Rochas Fraturadas**

- qualquer que seja o método de perfuração em rochas cristalinas fraturadas, sempre resulta alguma obstrução das fendas pelo material da perfuração que pode afetar a produtividade do poço. Esse material de obstrução, todavia, pode ser removido por meio de desenvolvimento. Além de bombeamento, muitos perfuradores sugerem pistoneamento como forma de garantir uma completa limpeza e uma máxima produtividade para o poço. Segundo Driscoll (1987), um dos melhores métodos empregados para a desobstrução de fendas é a combinação simultânea de injeção de água e bombeamento *air-lift*, em cada zona de entrada de água para o poço, devidamente isolada com pistões infláveis de borracha. A exemplo do que

Aditivo do Fluido de Perfuração	Método de Desenvolvimento	Porcentagem de Área Aberta dos Filtros	Coefficiente de Aumento da Capacidade Específica Média
Bentonita	SB		1,00
		< 15	1,52
		> 15	1,77
		SB + PST + J/AL	1,00
Polímero	SB		1,56
			1,56

SB =superbombeamento; PST = pistoneamento; J/AL = jateamento simultâneo com bombeamento 'air-lift'.

Tabela 6.1.9 - Influência do tipo de fluido, da porcentagem de área aberta dos filtros e do método de desenvolvimento na produtividade de poços (adaptado de Werner et al., 1980).

ocorre em poços equipados com filtros, em aquíferos sedimentares, a ação do jato desaloja o material mais solto da parede do poço e das fendas, principalmente quando estas estão preenchidas por material oriundo da própria perfuração.

**Estimulação de Zonas Aquíferas Fraturadas** - denomina-se estimulação de aquífero a um conjunto de técnicas destinadas a produzir uma melhoria nas condições de entrada de água para poços, agindo sobre as fraturas e/ou gretas existentes na parede do poço e atuando até distâncias bem superiores às que podem ser alcançadas pelo desenvolvimento convencional. Dentre essas técnicas, podem ser mencionadas as seguintes: uso de ácido e uso de explosivos.

**Uso de ácido** - em geral, se faz em aquíferos de rochas carbonáticas ou em aquíferos pouco consolidados que possuem cimento de carbonato de cálcio. A utilização de ácido em algumas situações pode produzir dissolução do carbonato e criar maiores espaços vazios e, portanto, maior condutividade hidráulica para o aquífero nas vizinhanças do poço. Os tratamentos com ácidos também podem ser feitos para remover incrustações em filtros e tubos de revestimento de poços.

**Uso de explosivos** - a utilização de explosivos em poços é também uma técnica de estimulação de zonas aquíferas fissuradas que pode produzir bons resultados se os procedimentos de impacto forem apropriados para o tipo de rocha, diâmetro e profundidade do poço. Existem, porém, muitos fatores desconhecidos e por isso é, geralmente, difícil prever em que circunstâncias uma explosão

será realmente benéfica. Dentre os fatores a serem considerados mencionam-se:

- espessura estática saturada - a carga explosiva deve ser diretamente proporcional à pressão hidrostática da coluna de água acima do ponto onde se planeja a explosão;
- condições geológicas - é preciso que existam zonas fendilhadas interceptando a parede lateral do poço, sem o que a explosão pode ser inútil;
- profundidade do poço - para profundidades superiores a 200 metros, admite-se que a explosão não tem condições de aumentar os espaços vazios, por conta do peso da massa rochosa superposta (pressão litostática).

Além desses fatores, é preciso atentar para os problemas de segurança ambiental e para os aspectos legais associados. Na prática, podem ser utilizados até 450 kg de explosivos em um poço de 90 m e até 900 kg em um poço de 150 m. O material explosivo é geralmente fornecido em pacotes cilíndricos de 14 kg com diâmetro de 125 mm e 1 m de comprimento. Depois de introduzir no poço um fio com espoletas acopladas em diferentes profundidades, e nos pontos onde se planeja colocar o explosivo, os pacotes cilíndricos de explosivos são colocados no poço e recobertos por 30 a 60 litros de areia média para atuar como impactante no sistema de fissuras. Esta seqüência de explosivos e areia é repetida até uma profundidade não muito próxima da base do tubo de revestimento superior do poço, para evitar que esse tubo seja lançado para fora do poço após o impacto da explosão.

Aquífero	Principais problemas	Freqüência de manutenção requerida
Aluvial	Carreamento de silte, argila e areia; precipitação de óxido de ferro; incrustação de filtros; lodo biológico; falta de recarga; danos no revestimento.	2-5 anos
Arenito	Obstrução de fissuras; rompimento de revestimento; carreamento de areia; corrosão.	6-10 anos
Calcário	Obstrução de fissuras por argila, silte e precipitação de carbonatos.	6-12 anos
Basalto	Obstrução de vesículas e fissuras por argila e silte; deposições.	6-12 anos
Alternância de folhelhos e arenitos	Baixa vazão inicial; obstrução do aquífero por argila e silte; obstrução de fissuras; rompimento de revestimento; falta de recarga.	4-7 anos
Rocha metamórfica	Baixa vazão inicial; obstrução de fissuras por argila e silte; mineralização de fissuras.	12-15 anos
Sedimentos consolidados	Obstrução de fissuras por ferro ou outros minerais; vazão inicial fraca a média.	6-8 anos
Sedimentos pouco consolidados e consolidados	Carreamento de argila, silte e areia; incrustação nas ranhuras dos filtros em camadas de areia e cascalho; obstrução de fissuras em calcários intercalados com níveis de areias, cascalho, silte e argila; lodo biológico; precipitação de ferro.	5-8 anos

**Tabela 6.1.10** - Principais problemas que afetam o desempenho de poços tubulares em vários tipos de aquíferos e freqüências típicas de manutenção necessárias (Gass *et al. apud* Driscoll, 1987).

### 6.1.5 Reabilitação e Manutenção de Poços Tubulares

Define-se a reabilitação de um poço como sendo a sua restauração às suas condições mais eficientes de trabalho, por meio de vários tratamentos, usando, inclusive, técnicas de reconstrução. A necessidade de reabilitação de um poço depende da frequência e da eficiência do programa de manutenção.

Um programa eficiente de manutenção de um poço começa com uma análise das fichas técnicas elaboradas após a sua construção e testes de bombeamento. Essas fichas permitem avaliar o perfil litológico e construtivo, os tipos de materiais de revestimento e filtros utilizados, a qualidade da água e, sobretudo, a capacidade específica do poço. Muito importante é o conhecimento da história operacional de cada poço (registros das variações do nível dinâmico e da vazão com o tempo), bem como as informações de de outros poços existentes na mesma área de captação de um determinado aquífero.

É preciso estabelecer uma rotina de monitorização das condições operacionais do poço e da bomba, para evitar que a deterioração de um ou de outro chegue a um ponto que torne impossível a recuperação. Por exemplo, a experiência mostra que quando a capacidade específica de um poço sofre uma redução de 25%, já é tempo de iniciar um trabalho de reabilitação. Caso contrário, os prejuízos poderão ser muito maiores e onerar bastante os custos de manutenção.

O desempenho de cada poço é caracterizado pela ficha técnica do teste de produção realizado depois de concluída a perfuração. Esse teste é a base para a definição da bomba a ser instalada e das respectivas condições de exploração. Usando a capacidade específica avaliada no teste como referência, é possível se detectar, com base nos dados do monitoramento, qualquer redução de produtividade durante a operação do poço e contratar serviços de reabilitação e limpeza, adequados para a sua reabilitação.

Assim, para evitar falhas na operação do poço e conseqüentes faltas de água, é preciso exercer um controle permanente de suas condições operacionais, de modo a responder, em qualquer instante, às seguintes questões:

- Qual é a profundidade do nível estático?
- Qual é a vazão do poço, após um dado período de bombeamento contínuo?
- Qual é a profundidade do nível dinâmico, após um dado período de bombeamento contínuo?
- Qual é a capacidade específica, após um dado período de bombeamento contínuo?
- Qual é o teor de areia numa amostra de água após um dado período de bombeamento contínuo?

- Qual é a profundidade total do poço?
- Qual é a eficiência do poço?
- Qual é a taxa normal de bombeamento e quantas horas o poço opera por dia?
- Qual é a tendência geral de evolução dos níveis d'água de poços na área?
- Qual é a magnitude das interferências (rebaixamento) verificadas no poço produtor devido ao bombeamento de poços vizinhos?

Caso se note uma variação significativa nas variáveis envolvidas em qualquer uma das 7 (sete) primeiras perguntas, em relação às condições iniciais, significa que o poço ou a bomba exigem atenção. Novos testes de bombeamento e recuperação, por exemplo, devem ser conduzidos tanto quanto possível, nas mesmas condições (vazão e tempo de bombeamento) dos testes originais, para se poder comparar os resultados.

Hoje em dia, o armazenamento de dados completos de qualidade da água, de testes de produção e de condições operacionais de poços tubulares pode ser feito a baixo custo usando microcomputadores. Dessa maneira, os dados podem ser mantidos facilmente atualizados, tornando-se de grande utilidade quando algum serviço de manutenção se fizer necessário.

Na tabela 6.1.10 estão indicados os problemas mais importantes que afetam o desempenho de poços tubulares com o tempo, em vários tipos de aquíferos, e as frequências de manutenção julgadas necessárias, em sistemas de abastecimento d'água municipal (Gass *et al. apud* Driscoll, 1987). As estimativas da frequência de manutenção admitem que:

- os poços são bombeados continuamente, com a maior vazão possível;
- a manutenção é necessária quando a vazão do poço diminui até 75 % da vazão inicial de serviço;
- o custo da manutenção é estimado em 10% do custo de substituição do poço; e
- os poços são construídos usando a tecnologia disponível no mercado.

As frequências indicadas são provavelmente maiores do que aquelas que se poderia recomendar se os poços fossem construídos usando a mais avançada tecnologia em termos de materiais empregados e de métodos construtivos.

#### Principais Causas da Deterioração de Poços

Dentre as principais causas que podem ser apontadas como responsáveis pela deterioração do desempenho de poços produtores em sistemas de abastecimento de água, mencionam-se:

**Queda de Produção** - pode resultar de incrustação química nos filtros ou de carreamento de materiais

da formação geológica pela bomba. Esses tipos de problemas podem ser controlados por meio de manutenção preventiva. Existem, todavia, outros problemas que podem reduzir a vazão de um poço e não podem ser controlados, como é o caso de uma redução das condições naturais de recarga em aquíferos aluviais, devido a estiagens prolongadas. Ou, simplesmente, por diminuição da transmissividade, caso se trate de um aquífero livre. Uma outra causa pode ser o aumento das interferências produzidas por poços produtores, situados na mesma área de exploração.

**Obstrução das Ranhuras dos Filtros por Partículas Finas Oriundas do Aquífero** - partículas muito finas, em formações pouco consolidadas, podem ser deslocadas em suspensão do aquífero para o poço durante os ciclos de bombeamento, ficando acumuladas nas ranhuras dos filtros causando obstrução.

**Carreamentos de Areia** - existem poços com problemas de desenvolvimento incompleto ou, mesmo, com defeitos construtivos, nos quais sempre se verifica a presença de areia na água bombeada. Também existem poços inicialmente perfeitos que começam a bombear areia após alguns meses ou, mesmo, alguns anos de serviço. Uma corrosão pontual, por exemplo, em um filtro ou revestimento do poço pode acelerar as velocidades de entrada nesses pontos. A ação mecânica dos grãos de areia carreados, tende a erodir e ampliar as aberturas nos pontos corroídos, permitindo a passagem de grãos de areia cada vez maiores pelos filtros. Em alguns arenitos cimentados, a remoção do cimento pela água que flui para o poço pode enfraquecer a ligação natural entre os grãos a ponto de gerar um carreamento de areia.

**Colapso do Revestimento** - esse tipo de problema é geralmente produzido por águas de pH muito baixo (águas ácidas) e com teores muito elevados de resíduo seco e de dióxido de carbono, que combinam e geram corrosão eletrolítica no revestimento abaixo do nível estático.

**Condição da Bomba** - o desempenho e a vida útil da bomba podem ser comprometidos no decorrer do tempo por corrosão (em águas ácidas) ou por defeitos construtivos do poço que resultem em carreamentos de areia, aos quais os componentes da bomba são particularmente sensíveis.

## Incrustações

A ocorrência de incrustações químicas e biológicas nos filtros, dependendo da qualidade da água, pode ser uma das principais causas de redução da vida útil de poços tubulares. A taxa de avanço do processo de incrustação também depende do tipo de material do filtro. Por exemplo, em filtros metálicos de superfície rugosa o processo é mais intenso. As águas naturais

e seus constituintes iônicos dissolvidos encontram-se, geralmente, em um estado de quase equilíbrio com o ambiente onde circulam. O bombeamento da água do poço altera a condição natural de equilíbrio e pode dar lugar à precipitação de materiais relativamente insolúveis a uma taxa diretamente proporcional ao rebaixamento produzido. As principais formas de incrustação podem incluir materiais duros, gelatinosos ou lodosos, como por exemplo:

- incrustações oriundas de precipitações de carbonatos de cálcio e magnésio e de seus sulfatos;
- incrustações de precipitações de compostos de ferro e manganês, principalmente hidróxidos ou óxidos hidratados; e
- obstruções causadas por bactérias de ferro e por outros organismos produtores de lodos.

Para reduzir a incrustação, as velocidades de entrada devem ser diminuídas, e, portanto, a redução da vazão deve ser compensada aumentando-se o número de horas por dia de operação do poço. Além disso, a frequência dos serviços de manutenção e limpeza deve ser maior. Tratamentos com ácidos (muriático, sulfâmico, hidroacético etc) e procedimentos mecânicos de remoção (uso de escova de aço na parte interna do filtro) são os meios geralmente usados para remoção de incrustações.

## Bactérias de Ferro

As bactérias de ferro ocorrem, principalmente, em poços cuja água contém teores elevados de ferro e manganês associados com matéria orgânica dissolvida, bicarbonato e dióxido de carbono. É no processo de oxidação dos íons ferrosos para íons férricos que as bactérias obtêm a sua energia e desenvolvem-se. A precipitação do ferro e o rápido crescimento das bactérias criam rapidamente grandes volumes de materiais mucilaginosos que obstruem as aberturas das ranhuras dos filtros. Em casos extremos, um poço pode ser totalmente obstruído em poucos meses (Driscoll, 1987). A prevenção e tratamento de bactérias de ferro requerem a utilização, pelos perfuradores, de uma concentração de 10 mg/L de cloro livre residual no poço. O material do pré-filtro deve ser misturado com hipoclorito de cálcio seco antes da sua instalação ou, então, misturado com água clorada, durante a sua introdução no poço através de funil e tubulação.

## Corrosão

Os processos de corrosão, que afetam os equipamentos metálicos utilizados nos poços tubulares, podem reduzir severamente a vida útil dessas obras de captação das seguintes maneiras:

- aumentando as ranhuras dos filtros ou produzindo furos no revestimento através dos quais a areia penetra no poço;
- diminuindo a resistência dos materiais de ferro utilizados no poço, o que culmina com o rompimento de filtros e revestimentos;
- bloqueando as ranhuras dos filtros com a deposição dos produtos da corrosão e reduzindo a vazão do poço; e
- produzindo água de baixa qualidade ou contaminada pela corrosão dos revestimentos e filtros.

## Manutenção da Bomba

As bombas de poços muitas vezes trabalham em condições físico-químicas bastante diferentes das ideais e, por isso, requerem constante vigilância, devendo as suas condições de funcionamento serem permanentemente avaliadas através das seguintes questões: A bomba opera de acordo com a sua curva padrão original?; O motor aquece excessivamente?; O nível de ruído aumentou?; O consumo de óleo do motor aumentou?; Existe vibração excessiva?; Existem ruídos de cavitação ou outros barulhos estranhos?

## 6.1.6 Contribuições da Indústria do Petróleo à Engenharia de Perfuração

### Tipo de Material da Coluna de Revestimento (Inox, Galvanizado, Aço Carbono, PVC)

É de grande importância a adequação do tipo de material dos tubos e filtros às condições reinantes no aquífero, tanto do ponto de vista dos ataques químicos, como no que se refere à atuação de bactérias isoladamente ou em processo de simbiose entre elas. O melhor procedimento é submeter as análises de água a um laboratório especializado para definir qual dos materiais citados é o mais resistente à água que será bombeada, no tempo de pretensão de vida útil do poço. De uma maneira geral, havendo a exequibilidade da utilização de material plástico (PVC) na tubulação, este é preferível, pelo fato de ser quase totalmente inerte à ação das bactérias e à maioria dos compostos e reações químicas. Mas, como os plásticos são muito sensíveis à radiação solar, devem ser bem protegidos da insolação durante o armazenamento antes da perfuração e durante a construção do poço.

### Tipos de Conexão da Tubulação de Revestimento (Rosca ou Solda)

Tanto no caso dos tubos de PVC, como de ligas de aço (carbono, galvanizado e inoxidável), as conexões entre tubos/tubos e tubos/filtros podem ser feitas por soldagem (ou colagem) das extremidades

ou por enroscamentos das peças uma a uma, quer com luva e rosca, quer apenas com roscas entre as juntas (sem luva). A escolha do tipo de conexão é importantíssima no que se refere à resistência à tração e estanqueidade da coluna. Itens das roscas tais como qualidade, praticidade de enroscamento e resistência ao amassamento dos fios, devem ser também considerados, já que implicam em maior segurança operacional, menor tempo de operação e, conseqüentemente, menor custo de operação.

Geralmente, no mercado de tubos e filtros para a captação de água subterrânea, é mais comum encontrarem-se roscas redondas de 8 fios/pé. Este tipo de rosca, além de ser sensível ao amassamento dos fios, tem o inconveniente de implicar em repetições do início de enroscamento e de exigir um maior número de voltas para o completo enroscamento e desenroscamento; por conseqüência, um maior tempo de operação e exposição ao acidente. Por estes motivos e para melhoria das resistências à tração e estanqueidade, foram desenvolvidos tipos especiais de roscas e luvas na área de petróleo e gás.

A existência das luvas na coluna de revestimento restringe o espaço anular e exige um maior diâmetro de perfuração para evitar problemas com a injeção de pré-filtro. O incremento dos diâmetros de perfuração tem como conseqüência direta o aumento dos custos. Daí porque algumas empresas de perfuração utilizam conexões do tipo **rosca sem luva**. Isto foi viabilizado originalmente pelo Engo. Herbert Pires de Resende, e atualmente é comum a confecção de roscas especiais pino (macho) e caixa (fêmea), em pedaços de tubos de 40 a 50 cm, cortados de tubos idênticos ao que será usado na coluna e soldados nas duas extremidades dos tubos. Estas roscas especiais, com 4 a 5 fios por polegada, são uma adaptação, por ele, para diâmetros superiores a 8", das roscas, desenvolvidas pela **DCDMA** (*Diamond Core Drilling Manufacturer Association*) para as tubulações de hastes e revestimentos usadas para a perfuração rotativa a diamante na pesquisa mineral. A **DCDMA** só desenvolveu roscas para diâmetros até 8". Desta forma, a não existência dos ressaltos das luvas, permite a utilização de diâmetros de perfuração bem menores e mais baratos.

### Comprimento mais Econômico das Juntas (Revestimentos e Tubos)

A fim de evitar as perdas de pedaços de tubos no momento do corte dos revestimentos, durante a fabricação, foram definidos na indústria de petróleo e seguidos pelos fabricantes dos equipamentos rotativos, três faixas (*ranges*) de comprimentos de tubos conforme descrito no item 6.1.3. Desta forma, o custo final do tubo fica bem menor. Em conseqüência, os projetos das torres e mastros das sondas, também foram adaptados a estes comprimentos. Cada modelo de sonda está dimensionado para operar com 1, 2 ou, até, 3 tubos, conforme o *range* selecionado.



## Esforços de Tração Incidentes sobre a Coluna de Revestimento

No caso da produção de água subterrânea, os esforços mais importantes incidentes sobre os revestimentos (mais críticos durante a completação), são: a tração devida ao peso da própria coluna, maior em seu ponto mais superior, e a pressão de colapso, que aumenta com a profundidade da coluna. Colabora neste processo o peso específico do fluido contido no poço durante a descida, bem como o do cimento durante o processo de cimentação.

A forma segura de projetar uma coluna para um poço é comparar as resistências à tração e ao colapso dos tubos de revestimento, com os esforços a que eles serão submetidos ao serem instalados no poço. Os passos seqüenciais a serem dados são descritos a seguir.

**Peso do tubo por unidade de comprimento (kgf/m)** - o peso por metro de comprimento dos tubos de perfuração e revestimentos é fornecido pelos fabricantes, através de tabelas. No caso da inexistência desta informação, no momento do dimensionamento da coluna, pode-se calculá-lo da seguinte forma:

**Tubos de aço** - o peso ( $P_U$ ) por unidade de comprimento pode ser obtido por:

$$P_U = \frac{\gamma_{\text{aço}} \pi}{4} (D_e^2 - D_i^2) \quad (6.1.6)$$

sendo,  $P_U$  o peso por unidade de comprimento do tubo (tf/m),  $\gamma_{\text{aço}}$  o peso específico do aço = 7,6 tf/m<sup>3</sup>,  $D_e$  o diâmetro externo do tubo (m) e  $D_i$  o diâmetro interno do tubo (m).

Peso da coluna no ar

$$P_{\text{CAR}} = P_U h \quad (6.1.7)$$

Peso da coluna flutuando

$$P_{\text{CFL}} = \pi(\gamma_{\text{aço}} - \rho_{\text{fluido}})(D_e^2 - D_i^2)h \quad (6.1.8)$$

sendo,  $P_{\text{CAR}}$  o peso da coluna no ar (tf),  $P_{\text{CFL}}$  o peso da coluna flutuando (tf),  $\rho_{\text{fluido}}$  a densidade do fluido de perfuração ou completação (tf/m<sup>3</sup>) e  $L$  o comprimento da coluna de revestimento (m).

**Tubos de PVC** - tubos plásticos como são leves, podem ser pesados em qualquer balança comum, dividindo-se o peso total medido, pelo comprimento da peça pesada.

## Revestimentos de Aço - Análise dos Esforços de Tração na Coluna

### Cálculo da Resistência à Tração do Tubo (PY)

- no caso da tração, o ponto de maior probabilidade de rutura está localizado no primeiro tubo da coluna, de cima para baixo, e no seu ponto mais superior, no ponto de acoplamento do elevador. De acordo com o API (American Petroleum Institute), norma API 5C3, a

máxima tração a que um tubo de revestimento pode ser submetido corresponde ao menor valor entre a tração de escoamento do corpo do tubo e a tração de conexão. Na prática, considera-se o valor dado pela fórmula abaixo como limite de tração:

$$T_Y = 0,7854(D_e^2 - D_i^2)Y_P \quad (6.1.9)$$

sendo,  $T_Y$  a tração limite de escoamento do corpo do tubo (lb) e  $Y_P$  o limite de escoamento mínimo do aço (psi).

**Cálculo da Pressão de Colapso (Pc)** - a pressão de colapso durante a completação deve-se ao diferencial de pressão hidrostática, do anular para o interior do tubo, provocado pela eventual diferença de peso específico do fluido existente fora e dentro do tubo (situação mais crítica durante a injeção de pré-filtro, com o cascalho em suspensão, e ao final do deslocamento da pasta de cimento, quando usando colar flutuante, com o maior comprimento da coluna de cimento no anular).

$$p_C = \rho_{\text{anul}} h_{\text{anul}} - \rho_{\text{int}} h_{\text{int}} = (i_{\text{anul}} \cdot z_a) - (i_{\text{int}} \cdot z_a) \quad (6.1.10)$$

sendo,  $p_C$  a pressão de colapso (tf/m<sup>2</sup>),  $\rho_{\text{anul}}$  a pressão hidrostática no anular (tf/m<sup>2</sup>),  $\rho_{\text{int}}$  a pressão hidrostática no interior da coluna (tf/m<sup>2</sup>),  $i_{\text{anul}}$  o gradiente hidráulico no anular (tf/m<sup>2</sup>/m),  $i_{\text{int}}$  o gradiente hidráulico no interior da coluna (tf/m<sup>2</sup>/m) e  $z_a$  a profundidade do ponto em análise (m).

Durante a injeção do pré-filtro, deve-se considerar o aumento do peso específico no anular, devido ao cascalho em suspensão, neste caso:

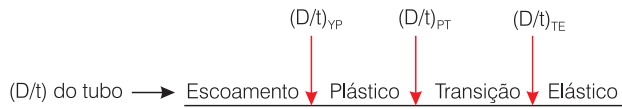
$$\rho_{\text{anul}} = \frac{P_{\text{CAS}} + P_{\text{ÁGUA}} + P_{\text{ADIT}}}{V_{\text{CAS}} + V_{\text{ÁGUA}} + V_{\text{ADIT}}} \quad (6.1.11)$$

sendo,  $\rho_{\text{anul}}$  a densidade do fluido no anular (tf/m<sup>3</sup>),  $P_{\text{CAS}}$ ,  $P_{\text{ÁGUA}}$  e  $P_{\text{ADIT}}$  os pesos do cascalho em suspensão no anular, da água e dos aditivos (tf), respectivamente,  $V_{\text{CAS}}$ ,  $V_{\text{ÁGUA}}$  e  $V_{\text{ADIT}}$  os volumes do cascalho em suspensão no anular, da água e dos aditivos (m<sup>3</sup>), respectivamente.

Durante e após a colocação do pré-filtro no anular, a pressão de colapso deve-se à própria compressão dos filtros pelo cascalho. Durante o bombeamento do poço, é causada pela diferença de pressão hidrostática que se expressa pelo rebaixamento do poço ao ser bombeado.

**Cálculo da Resistência ao Colapso da Coluna** - como a pressão de colapso é função da profundidade, o ponto de maior probabilidade de colapso de um tubo se localiza no ponto mais profundo da coluna. A norma **API BULL SC3** define quatro tipos de colapso possíveis de ocorrer em um tubo de revestimento de aço, os quais variam em função da geometria do tubo (D/t ou diâmetro nominal/espessura), da parede e do grau do aço empregado na sua fabricação: i) colapso de escoamento; ii) plástico; iii) de transição; iv) elástico.

A razão  $D/t$  define o ponto de transição de um para outro tipo. A configuração dos colapsos é a seguinte:



Os procedimentos para o cálculo do limite de resistência dos tubos são:

- calcular o  $D/t$  do revestimento;
- calcular os  $(D/t)$  de índices YP, PT e TE e verificar em que tipo de colapso o  $D/t$  do tubo se enquadra;
- aplicar a fórmula específica para o tipo de escoamento.

**Fórmulas para cálculos**

$$(D/t)_{YP} = \sqrt{\frac{(A-2)^2 + 8\left(B + \frac{C}{Y_P}\right)}{2\left(B + \frac{C}{Y_P}\right)}} + (A-2) \quad (6.1.12)$$

$$(D/t)_{PT} = \frac{Y_P(A-F)}{C + Y_P(B-G)} \quad (6.1.13)$$

$$(D/t)_{TE} = \frac{2 + (B/A)}{3B/A} \quad (6.1.14)$$

Colapso de Escoamento (pYp)

$$P_{YP} = 2Y_P \left[ \frac{(D/t) - 1}{(D/t)^2} \right] \quad (6.1.15)$$

Colapso Plástico (pP)

$$P_P = Y_P \left[ \frac{A}{(D/t)} - B \right] - C \quad (6.1.16)$$

Colapso de Transição (pT)

$$P_T = Y_P \left[ \frac{F}{(D/t)} - G \right] \quad (6.1.17)$$

Colapso Elástico (pE)

$$P_E = \frac{46,95 \times 106}{(D/t)[(D/t) - 1]^2} \quad (6.1.18)$$

Parâmetros A, B, C, F e G

$$A = 2,8762 + 0,10679 \times 10^{-5} Y_P + 0,21301 \times 10^{-10} Y_P^2 - 0,53132 \times 10^{-16} Y_P^3 \quad (6.1.19)$$

$$B = 0,026233 + 0,50609 \times 10^{-6} Y_P \quad (6.1.20)$$

$$C = -469,93 + 0,030867 Y_P - 0,10483 \times 10^{-7} Y_P^2 + 0,36989 \times 10^{13} Y_P^3 \quad (6.1.21)$$

$$F = \frac{46,95 \times 10^6 \left[ \frac{3(B/A)}{2 + (B/A)} \right]^3}{Y_P \left[ \frac{3(B/A)}{2 + (B/A)} - (B/A) \right] \times \left[ \frac{1 - 3(B/A)}{2 + (B/A)} \right]^2} \quad (6.1.22)$$

$$G = F(B/A) \quad (6.1.23)$$

A resistência ao colapso de um tubo em um ponto é também função da tração sofrida pelo tubo naquele ponto. O efeito da tração na resistência ao colapso pode ser calculado empregando-se a curva de tensão:

$$X^2 + XY + Y^2 = 1 \quad (6.1.24)$$

sendo, X = Força de tração (em lb) / Resistência à tração do tubo (em lb); Y = Resistência ao colapso com tração (em psi) / Resistência ao colapso sem tração (em psi). O valor de Y pode ser obtido da equação (6.1.25):

$$Y = \frac{-X \pm \sqrt{X^2 - 4(X^2 - 1)}}{2} \quad (6.1.25)$$

**Exemplo 6.1.1** - Determinar a resistência ao colapso de um tubo de 7", 29 lb/pé, grau P-110, submetido a uma tração de 418.050 lb, cuja resistência ao colapso é de 8.510 psi.

Solução:

$$X = \frac{\text{Força de tração (lb)}}{\text{Resistência à tração (lb)}} = \frac{418.050}{929.000} = 0,45$$

$$Y = \frac{-0,45 \pm \sqrt{0,45^2 - 4(0,45^2 - 1)}}{2} = 0,696$$

Resistência ao Colapso com Tração = 8.510.0,696 = 5.923 psi

**Resistência à Tração em Revestimentos de PVC**

Para os revestimentos de PVC, as fórmulas específicas são apresentadas nos catálogos dos fabricantes ou fornecidas por eles quando solicitadas. Ao contrário dos tubos de aço utilizados em poços para a produção de água, que geralmente utilizam a mesma tecnologia desenvolvida para petróleo, os tubos de PVC (apesar das pesquisas desenvolvidas nos últimos 20 anos) ainda não possuem conexões, por rosca, que tenham resistências próximas às resistências dos corpos dos tubos (que já são muito menores que as dos tubos de aço). Alguns tipos de conexão de boa

resistência à tração foram conseguidos, mas com diâmetros bem maiores que o corpo do tubo, trazendo como conseqüência a necessidade do aumento dos diâmetros de perfuração ou, em caso contrário, até a inviabilização das operações de injeção de pré-filtro. Algumas colas existentes no mercado permitem, nas conexões tipo “ponta e bolsa”, a “fusão” das duas peças chegando-se à mesma resistência à tração do corpo do tubo; o artifício de usar essa cola nas roscas também leva a bons resultados, embora persista a pouca resistência do próprio material. Essas têm sido as limitações do revestimento de poços com PVC.

Aconselha-se obter dos fabricantes os valores de resistência à tração, tanto no corpo, como na conexão. A resistência ao colapso deve ser calculada a partir das fórmulas e especificações de material fornecidas pelos fabricantes.

### Esforços Incidentes sobre os Filtros

No caso dos filtros, três situações se apresentam:

**Filtros Ranhurados** - tanto a resistência à tração como ao colapso, devem ser calculados como para tubos e os resultados, diminuídos do percentual de área aberta. No exemplo anterior, supondo-se um filtro confeccionado com aquele tubo e com uma área aberta de 12%, a resistência ao colapso seria igual a  $5.923 * (100-12)/100 = 5.212$  psi.

**Filtros tipo Johnson** - como estruturalmente a resistência à tração deste tipo de filtro é dada pelas hastes verticais da armação, a resistência à tração será igual ao cálculo da resistência à tração de uma haste vertical, multiplicada pelo número de hastes da armação do filtro. A resistência ao colapso é obtida pelo fabricante a partir de um teste de laboratório envolvendo-se a parte filtrante do filtro com um material impermeável e altamente resistente e aplicando-se pressão até o colapso do filtro. É informada por ele sempre que solicitada. Na especificação dos filtros deve-se estipular o diâmetro das hastes em função dos esforços que o filtro sofrerá na coluna (comprimento da seção filtrante e número de revestimentos abaixo do primeiro filtro da coluna) e a pressão de colapso. O ponto crítico estará localizado no topo do primeiro filtro, para o caso da tração, e na base do último, para o caso do colapso.

**Filtros de PVC** - a resistência à tração deve ser calculada como para os tubos de PVC e o resultado, diminuído do percentual de área aberta do filtro. Assim como para os filtros de aço, supondo-se um filtro de PVC ranhurado, confeccionado a partir de um tubo de PVC com uma resistência à tração de 1 ton e com uma área aberta de 8%, a sua resistência à tração será de  $[(100 - 8)/100] * 1 = 0,920$  Kgf. A resistência ao colapso deverá ser fornecida pelo fabricante. As resistências a estes esforços têm valores muito baixos.

### Os Diâmetros de Perfuração na Indústria do Petróleo

A indústria do petróleo, a partir das normas técnicas para os diâmetros de revestimentos, definiu os diâmetros para a etapa de perfuração, os quais, além dos aspectos técnicos, procuram atender, também, aos aspectos comerciais. Um quadro mostrando uma relação de diâmetros de revestimentos e brocas comerciais é apresentado em seqüência.

DIÂMETROS COMERCIAIS	
Revestimentos	Brocas
24", 26", 28" e 30"	36"
20", 18 5/8" e 16"	26"
13 3/8", 11 3/4" e 10 3/4"	17 1/2"
9 5/8" e 8 5/8"	12 1/4"
8 5/8", 7 5/8" e 7"	10 3/4"
6 5/8", 5 1/2" e 5"	8 1/2" e 8 3/4"
4 1/2", 4" e 3"	6 3/4"

Observações:

- note-se que à medida que o diâmetro do revestimento cresce, torna-se maior a folga do espaço anular; isto se deve à maior rigidez dos revestimentos de maiores diâmetros, os quais têm espessura de parede maior por conta das maiores resistências necessárias à tração e ao colapso;
- o diâmetro de perfuração deve atender, também, ao método de injeção do pré-filtro definido no projeto de completação; os métodos por injeção bombeada de cascalho permitem espaços anulares menores; o método de colocação por gravidade é o que necessita maiores anulares, enquanto a injeção por circulação reversa admite anulares com até 1", dependendo do fluido de completação empregado;
- os comprimentos das fases de perfuração devem ter pelo menos 1 m a mais que o comprimento da coluna de revestimentos ou filtros correspondentes, para compensarem a elongação e nunca tocarem no fundo do poço, evitando eventuais flambagens da coluna que possam implicar em complicações com bombas ou qualquer ferramenta utilizada em futuros trabalhos de manutenção do poço.

### Código IADC para Brocas, Bits e Trépanos

A fim de facilitar o dimensionamento e especificação das brocas, o IADC e a API aprovaram uma norma de classificação universal de brocas, denominado Código IADC, pelo qual se pode especificar um determinado tipo de broca em função das características da rocha.

Em uma compra de broca, informando-se apenas o código IADC requerido, qualquer fabricante pode identificar imediatamente seu modelo equivalente. O código IADC é um código alfa numérico composto de 3 algarismos e uma letra. Cada algarismo e a letra definem uma especificação, como mostrado na figura 6.1.27.

**Exemplo 6.1.2** - Definir uma broca de rolamento selado para perfurar um arenito duro.

- a) Primeiro algarismo: Série - média (de alta perfurabilidade): 2
- b) Segundo algarismo: Tipo - Duro: 4
- c) Terceiro algarismo: Modelo - rolamento selado: 4
- d) Letra: Complemento - sem detalhamento adicional: S

Solução: **Código IADC 2-4-4-S**

### Características da Coluna de Perfuração

#### Dimensionamento da Coluna de Perfuração

- teoricamente, dever-se-ia dimensionar também a coluna de perfuração, mas na prática isto é inviável, porquanto a vida útil de uma coluna de perfuração é de anos e, considerando o seu custo, não é factível ter várias colunas para atender às diferentes geometrias. Procura-se, então, adequar os parâmetros hidráulicos e as características reológicas do fluido de perfuração, de forma a se obter o melhor resultado em limpeza e estabilidade do poço durante a perfuração.

**Taxa de Penetração** - a taxa de penetração de uma broca, que é a velocidade com que a broca avança dentro da formação, depende dos seguintes fatores: tipo de rocha, eficiência da limpeza do fundo do poço (hidráulica), do peso específico do fluido de perfuração e da combinação eficiente dos parâmetros mecânicos.

**Tipo de Rocha** - quanto mais dura for uma rocha, menor tende a ser a taxa de penetração; evidentemente,

quanto mais peso se aplicar sobre ela, maior será a taxa de penetração. Algumas rochas com durezas idênticas apresentam diferentes resistências à broca; daí a definição, em perfuração, da característica de “perfurabilidade” das rochas. A recíproca com relação à dureza também não é verdadeira: nem sempre uma rocha mole permite uma alta ou até, às vezes, moderada taxa de penetração.

**Hidráulica de Fundo de Poço** - a explicação para o acima exposto é que a cada taxa de penetração deverá corresponder uma eficiente limpeza da zona de corte da broca e o imediato transporte dos cortados até a superfície. Nas rochas moles, como a broca encontra facilidade de corte, ela corta e avança imediatamente; para que ela continue avançando é necessário que ao dar um giro de corte, o fluido de perfuração limpe imediatamente o fundo do poço, para que no próximo giro a broca corte novo material e não mais encontre o material já cortado, efetuando um re-corte do mesmo, isto é, não avançando. Por outro lado, quanto mais plástico for o material cortado, mais dificuldade tem o fluido para removê-lo, obrigando, portanto, a uma diminuição do peso sobre a broca para que esta não atole, com conseqüente prisão da ferramenta. Em resumo, quanto mais eficiente esta limpeza, quanto mais potência de bombeamento for empregada, maior a taxa de penetração possível da broca. Por este motivo, costuma-se dizer que quem fura o poço é a bomba.

**Peso Específico do Fluido** - quanto maior o peso específico do fluido, maior é a pressão hidrostática no fundo do poço. Ao desmontar a rocha nos seus giros, a broca libera todos os esforços sobre o fundo dele, o que permite que a rocha relaxe naquela área e tenda a explodir para dentro dele. A única resistência restante a esta explosão é a pressão hidrostática, que é função direta do peso específico do fluido de perfuração.

1º			2º			3º			4º		
Série (1 a 3)			Tipo (1 a 4)			Modelo (1-9)			Complemento (A-Z)		
Série	FM	Tipo	Tipo:								
1	Mole	1,2,3,4	1 – FM mais mole								
2	Média	1,2,3,4	4 – FM mais dura								
3	Dura	1,2,3,4									
Modelo ( 1– 9 com 8 e 9 vagos)											
1	Rolamento convencional										
2	Rolamento convencional com refrigeração a ar										
3	Rolamento convencional com proteção no calibre										
4	Rolamento selado										
5	Rolamento selado com proteção no calibre										
6	Rolamento Journal										
7	Rolamento Journal com proteção no calibre										
Complemento (Informação adicional específica)											
A	Para perfuração a ar (Mancal Journal com jatos para circulação de ar)										
B	Vago										
C	Jato central										
D	Para melhor controle direcional										
E	Jato com extensão										
F	Vago										
G	Proteção extra no corpo quanto ao calibre										
H e I	Vagos										
J	Jatos estendidos no lugar de um cone para utilização em poço direcional										
H,L,M,N,O, P e Q	Vagos										
R	Corpo com soldas reforçadas (para perfuração à percussão)										
S	Sem detalhamento adicional										
T,U,V e W	Vagos										
X	Inserto tipo cinzel										
Y	Inserto tipo cônico										
Z	Outros tipos de inserto										

Figura 6.1.27 - Código IADC para brocas, bits e trépanos.

**Parâmetros Mecânicos** - quanto maior a rotação e o peso sobre a broca em uma rocha de alta perfurabilidade, maior é a taxa de penetração, se a hidráulica for eficiente. Já em uma argila muito plástica em que a hidráulica não esteja muito eficiente, a diminuição do peso e aumento da rotação resultam em melhora sensível na taxa de penetração. Em uma rocha extremamente dura, os choques dos impactos da broca com o fundo geram ressonâncias que se transferem para altas vibrações na coluna, a ponto de danificar o equipamento. Nestes casos, o aumento do peso combinado com a diminuição da rotação permitirá uma taxa de penetração boa sem acidentes. Foram desenvolvidos alguns métodos de cálculo de otimização dos parâmetros mecânicos, dentre eles um dos mais usados, o OWN (*Optimization of Weight and Rotation*) necessita um programa computacional para a obtenção de resultados imediatos. Na prática, procura-se combinar valores até a obtenção da melhor taxa; como regra empírica, o peso ideal sobre uma broca corresponde, em toneladas, a 2 vezes o diâmetro da broca em polegadas. Por exemplo, em uma broca de 8 1/2" o peso sobre a mesma deve ser de 17 ton. A melhor rotação é a maior conseguida sem vibração excessiva do equipamento.

## Propriedades Reológicas do Fluido de Perfuração no Espaço Anelar

Denominado normalmente de lama, o fluido de perfuração pode assumir, no anular, três regimes de escoamento:

- **Fluxo tampão**, durante o qual o fluido escoar na forma de massa rígida; indicado para o deslocamento das pastas de cimento no anular porque, como um sólido, vai removendo o reboco das paredes do poço e do revestimento, promovendo uma aderência mais eficiente;
- **Fluxo laminar**, no qual as moléculas do fluido se movem segundo linhas paralelas entre si e ao eixo do fluxo, com a frente de fluxo em forma parabólica; este é o fluxo desejado no espaço anular durante a perfuração, porque erode menos as paredes do poço, mantendo a estabilidade; e
- **Fluxo turbulento**, em que as moléculas se movimentam irregularmente ao longo dos eixos longitudinal e transversal. Este tipo de fluxo melhora a limpeza do poço, mas aumenta o perigo de erosão das paredes (maior instabilidade) além de elevar o nível das perdas de carga no anular. Não é indicado durante a perfuração; deve ser permitido, apenas, nos deslocamentos dentro da coluna de perfuração ou do revestimento.

**Peso específico equivalente** - ao ser bombeado pelo anular e retornar à superfície, no circuito fechado do sistema de lama de uma sonda, o fluido de perfuração incorpora os detritos cortados pela broca e gera perdas de carga no anular. Os sólidos agregados,

mais as perdas de carga, provocam uma pressão hidrostática maior do que aquela resultante apenas da densidade do fluido. À esta pressão resultante corresponde um peso específico maior que o do fluido isoladamente. Este peso específico resultante denomina-se "Peso Específico equivalente" e deve ser controlado, porque representa a pressão real exercida pelo fluido de perfuração à formação.

**Reologia do Fluido de Perfuração** - a reologia trata da deformação e do escoamento da matéria, quando submetida a uma força (F). Em particular, a reologia estuda as relações entre a tensão de cisalhamento (T) e a razão de cisalhamento ou deformação (R), que definem as condições de escoamento de um fluido. A tensão de cisalhamento é dada por  $T = F/A$  e a razão de cisalhamento é expressa por  $R = V/H$ , sendo **V** o gradiente de velocidade (dv/dr) e **H** a altura da camada de fluido. A razão entre a tensão de cisalhamento (T) e a razão de cisalhamento (R) é a viscosidade ( $\mu$ ), ou  $\mu = T/R$ . Do ponto de vista reológico, os fluidos podem ser classificados em:

- **Newtonianos**, para os quais existe uma relação linear entre a tensão de cisalhamento e a razão de cisalhamento  $T/R = C \cdot \mu$ , onde C é uma constante que depende do sistema de unidades utilizado; e
- **Não-Newtonianos**, para os quais a viscosidade varia com a razão de cisalhamento. Nestes pode-se distinguir os (a) **Plásticos**, caracterizados por terem um limite de escoamento LE e obedecem à expressão  $(T - LE)/R = C \cdot \mu$ ; (b) **Pseudo-Plásticos**, cuja viscosidade aparente diminui à medida que aumenta a razão de cisalhamento **R**; e (c) **Dilatantes**, cuja viscosidade aparente aumenta com a razão de cisalhamento **R**. Os pseudo-plásticos e os dilatantes obedecem à expressão  $T = k \cdot R^n$ , onde **k** e **n** são constantes para cada fluido. Para os pseudo-plásticos,  $n < 1$ , e para os dilatantes,  $n > 1$ .

**Modelo Plástico de Bingham** - nas perfurações em poços de petróleo são usados diferentes tipos de fluidos, plásticos, pseudo-plásticos e dilatantes, com diferentes tipos de dispersantes e aditivos. Para os casos em que o dispersante é a água e os aditivos principais são a bentonita e os polímeros, como os fluidos utilizados para a perfuração de poços para a produção de água, pode-se, com uma boa margem de segurança, considerá-los plásticos e adotar para sua manipulação o Modelo Plástico de Bingham, que é o modelo mais simples e se baseia nas leituras a 600 rpm e 300 rpm obtidas com o viscosímetro Fann. Os fluidos Binghamianos podem ser descritos pela expressão:  $T = LE + VP \cdot R/300$ . A partir da adoção deste modelo, pode-se calcular a velocidade de retorno do fluido no anular como sendo:  $v_a = Q/16712 (D_p^2 - D_t^2)$ , em que  $v_a$  é a vazão de retorno no anular em m/min, **Q** é a vazão da bomba em m<sup>3</sup>/min, **D<sub>p</sub>** é o diâmetro do poço em m e **D<sub>t</sub>** é o diâmetro do tubo, também em m, na profundidade em que se está calculando a vazão.

**Propriedades Reológicas e Gelificantes dos Fluidos de Perfuração** - neste texto são informadas, resumidamente, estas propriedades, como obtê-las na prática e as mais importantes para o controle durante a perfuração. As propriedades reológicas são: Viscosidade Aparente (VA), Viscosidade Plástica (VP) e Limite de Escoamento (LE) e as gelificantes são as Forças Gel ou Géis, inicial (GI) e final (GF). Estas propriedades podem ser facilmente obtidas na sonda com a utilização de viscosímetros Fann, componentes dos laboratórios de campo para sondas, comuns e de simples manuseio. Cada uma destas propriedades imprime uma função específica ao fluido, porém, as mais importantes para fluidos de perfuração em que o dispersante é a água, tanto à base de bentonita como de polímeros, são:

- **Viscosidade Aparente** ( $VA = L600/2$ ) - expressa em centipoises - indica a ação de todas as outras propriedades. Corresponde à viscosidade do fluido. A viscosidade do fluido é que permite que um fluido cumpra atividades importantes no poço, tais como transporte dos cortados, refrigeração da broca, transmissão à broca da potência disponível na bomba, lubrificação da coluna, proteção das paredes do poço contra o próprio fluido, entre outras.
- **Viscosidade Plástica** ( $VP = L600 - L300$ ) - também expressa em centipoises, é responsável, entre outras atividades, por manter os detritos em suspensão. Junto com o limite de escoamento, são os parâmetros cuja variação implica em variação expressiva das perdas de carga, uma vez que são proporcionais a elas. Perdas de carga altas no anular podem implicar em perdas de circulação.
- **Limite de Escoamento** ( $LE = L300 - VP$ , expresso em  $lb/100pés^2$ ) - o aumento do limite de escoamento, aumenta a capacidade de transporte dos cortados pelo fluido de perfuração no anular. Em contrapartida, aumenta as perdas de carga.
- **Gel Inicial e Final** ( $lb/100pés^2$ ) - valores elevados dos géis facilitam a manutenção dos cortados em suspensão, quando paralisada a circulação.

### Propriedades Físicas e Físico-Químicas Importantes do Fluido de Perfuração

**Viscosidade Marsh** - apesar do nome, não se trata de uma viscosidade, é expressa em segundos, que é a dimensão de tempo e não de viscosidade. É o parâmetro mais conhecido e a maioria dos profissionais envolvidos com perfuração de poços acredita ser a expressão da viscosidade dos fluidos. Na verdade, não se trata de um parâmetro reológico, mas um parâmetro físico idealizado por Marsh para dar uma idéia em campo do que está ocorrendo com a viscosidade do fluido. Para uma mesma medida de viscosidade Marsh pode-se ter inúmeros valores para

os parâmetros reológicos, isto é, o fluido pode estar exercendo atividades extremamente danosas ao poço sem que se possa notar pela medida da viscosidade Marsh. De qualquer maneira, como sua medida é muito fácil de ser obtida e o equipamento para conseguí-la é baratíssimo e de simples operação, não deve ser desprezada, mas apenas utilizada como um dado a mais no controle diário na sonda. Como idealizada por Marsh, corresponde ao tempo, em segundos, necessário para a passagem de 1 litro do fluido através de um funil denominado funil Marsh (figura 6.1.12b). Os fluidos geralmente usados para poços d'água têm a viscosidade Marsh variando entre 35 a 70 seg. Marsh, dependendo dos tipos e quantidades dos aditivos utilizados.

**Teor de Areia** - corresponde à quantidade de material sólido inerte (que não tem atividade química ou elétrica, como, por exemplo, as argilas montmoriloníticas, uma delas a bentonita) contido no fluido, geralmente areia, e é expresso em % de sólidos. Geralmente é proveniente da incorporação de parte dos cortados ao fluido. A partir de certo percentual, danifica as camisas e pistões das bombas alternativas e provoca desgastes acentuados aos rotores das bombas centrífugas. Com relação ao poço, também provocam certo dano às formações produtoras, na medida em que passam a fazer parte do reboco aderido às paredes; se deixados nos fluidos de completação, têm conseqüências desastrosas, porquanto provocam a colmatação do pré-filtro. Geralmente aconselha-se mantê-lo próximo a 1% e nunca deixá-lo ultrapassar 3%.

**Teor de Sólidos Totais** - nunca levado em consideração pelos profissionais da perfuração de poços, é o mais danoso ao aquífero e corresponde ao teor de areia mais os demais sólidos, inertes ou ativos, dispersos no fluido. Podem ser simples aditivos do fluido (bentonita, fargel, etc.), como ter sido incorporados por ele durante a perfuração. A parte mais fina, de difícil separação pelos desareadores e dissiltadores, é a que mais danifica o aquífero e colmata o pré-filtro, quando o fluido de completação não é novo, mas apenas o de perfuração tratado. É expresso em % de volume e facilmente medido com a retorta. Aconselha-se manter a percentagem de sólidos finos (sólidos totais + teor de areia) abaixo de 1% e nunca maior que 0,5% para os fluidos de completação. Pode ser controlado substituindo-se parte do fluido cada vez que seu teor alcança níveis mais elevados. Além da agressão ao aquífero e pré-filtro, podem ser ainda citados como efeitos adversos: aumento do custo de manutenção do fluido; dificuldade de manter as propriedades reológicas; aumento da probabilidade de prisão de ferramentas por pressão diferencial; redução da taxa de penetração; redução da vida útil da broca e componentes das bombas e aumento das perdas de carga no anular.

**Filtrado** - corresponde à fração de dispersante do fluido que se infiltra nas formações porosas, dentre elas os aquíferos, forçada pela pressão hidrostática no ponto. Apesar do dispersante ser a água nos fluidos em questão, este dispersante mistura-se com outros elementos dos aditivos usados e das formações atravessadas, tornando-se altamente agressivo para algumas formações. Também age negativamente quando em contato com folhelhos e argilas higroscópicas, provocando vários problemas durante perfuração e, posteriormente, na completação. Deve ser mantido nos níveis mais baixos possíveis. Para seu controle foi desenvolvida uma prensa hidráulica que força a passagem do fluido através de um filtro de papel. É expresso em mL. É aconselhável manter o filtrado abaixo dos 10 mL. Acima de 15 mL, geralmente, as consequências são altamente negativas, principalmente se estiverem sendo atravessados folhelhos. Como no dispersante são dissolvidos todos os sais e demais materiais solúveis existentes nas formações atravessadas, a análise química dele demonstrará as suas presenças, as quantidades e as correções que deverão ser feitas durante a perfuração.

## Fluido de Completação

De uma maneira geral, tanto na bibliografia, como nos projetos de poços para a produção d'água, apenas são mencionados alguns cuidados com o fluido de perfuração para sua utilização na fase de completação do poço. Estes cuidados restringem-se à sugestão de "afinamento" da lama antes da descida do revestimento. O consenso geral é de que diminuindo-se a viscosidade Marsh obtém-se um fluido mais limpo e facilita-se a injeção do cascalho. De certa forma, a diminuição da viscosidade Marsh promove diminuição em alguns dos parâmetros reológicos, facilitando a decantação dos sólidos inertes mais pesados incorporados à lama. Entretanto, apenas isto não garante a "limpeza" do fluido, porque os sólidos mais finos em suspensão, provenientes dos aditivos (bentonita ou outro) utilizados nesta ou em etapas anteriores, não decantam. Durante a descida da coluna de revestimento, devido ao aumento da pressão de fundo, estes resíduos finos são injetados nas formações porosas existentes, entre elas o aquífero que se pretende explorar, danificando-o parcialmente. Pior ainda é o efeito de colmatação do pré-filtro. Estas duas situações acarretam o aumento considerável das perdas de carga na formação e no pré-filtro (maior rebaixamento) durante a produção do poço. Por esta razão, o conceito de **fluido de completação** deve ser considerado e difundido o máximo possível. O fluido de completação, por uma questão de segurança na estabilidade do poço, deve ter as mesmas características reológicas e físico-químicas do fluido de perfuração utilizado, a fim de dar continuidade à estabilização obtida durante a

perfuração. Durante esta fase, podem ter ocorrido fenômenos que não foram percebidos devido à atuação do fluido de perfuração. Caso haja alteração destas características, incorre-se na possibilidade de instabilidade e conseqüentes acidentes durante a completação, que é de extrema importância para o sucesso da obra. É comum ocorrerem desmoronamentos, perdas de circulação etc., durante a completação por este motivo. A "afinação" do fluido, geralmente feita apenas com a adição de água (que aumenta o volume do dispersante diminuindo o volume dos aditivos), diminui o peso específico do fluido e, conseqüentemente, a pressão hidrostática, modificando algumas características reológicas. A forma mais prática e barata para obtenção de um bom fluido de completação é utilizar o mesmo fluido de perfuração (se é que este foi bem dimensionado), mas completamente novo, substituindo totalmente o utilizado durante a fase anterior.

## Referências

- AHRENS, T. P. Well design criteria. **Water Well Journal**, v.11, n. 9, 1957.
- AMERICAN Water Association. **Ground Water- AWWA Manual M21**. Denver, Colo., 1973.
- BLAIR, H. Well screen and gravel packs. **Ground Water**, v. 8, n.1, 1970.
- CAMPBELL, M. D.; LEHR, J. H. **Water well technology**. New York: McGraw-Hill Book Company, 1973. 681p.
- CUSTODIO, E.; LLAMAS, M. R. **Hidrología Subterránea**. 2. ed. Barcelona: Ed. Omega, 1983. 2 v. 2350 p.
- DRISCOLL, F. G. et al. Well-efficiency project yields energy-saving data. **Johnson Drillers' Journal**, Minnesota, part.3, sept./oct. 1980.
- DRISCOLL, F. G. **Groundwater and Wells**. 2. ed. Minnesota, 1987. 1.089 p.
- GASS, T. E. et al. **Manual of Water Well Maintenance and Rehabilitation Technology**. Ada, Okla: Robert S. Kerr Environmental Research Lab. 1987. 247 p.
- HUISMAN, L. **Ground water recovery**. Delft, The Netherlands: University of Technology, 1973.
- KRUMBEIN, W. C.; PETTIJOHN, F. C. **Manual of sedimentary petrography**. New York: Appleton-Century-Crofts, 1938. 549p.
- MABILLOT, A. **Le forage d'eau - guide pratique**. Saint Etienne, Loire: Edit Offset, 1979.
- PESSOA, M. D. **Inventário Hidrogeológico Básico do Nordeste**. Folha n.18 – São Francisco –NE. Recife: SUDENE, 1979. 237 p.
- SÁ, J. U. **Poços coletores com drenos radiais - Projeto Experimental**. Recife: CPRM, 1999.

SÃO PAULO (Estado) - Secretaria de Meio Ambiente  
**Manual de operação e manutenção de poços.**  
CETESB, 1978.

SMITH, R. C. Relation of screen design to the design of mechanically efficient wells. **Journal American Water Works Association**, v. 55, n. 5, 1963.

TOLMAN, C. F. **Ground Water**. New York: McGraw-Hill Book Company, 1937.

U. S. Environmental Protection Agency - USEPA.  
**Manual of Water Well Construction Practices.**  
Washington: Office of Water Supply, 1975. 156p.  
EPA-570/9-75-001

WALTON, W. **Groundwater resource evaluation.**  
New York: McGraw-Hill Book Company, 1970.  
664p.

WERNER, H.D.; SCHERER, T.F.; KAJER, T. O. **Effects of irrigation well efficiency on energy-requirements.** Final report. Minnesota. U.S.Dept. of Energy, 1980. 111 p. EM-78-G-01-5131.



## Capítulo 6.2

## PERFILAGEM GEOFÍSICA APLICADA À ÁGUA SUBTERRÂNEA

Geraldo Girão Nery

### 6.2.1 Introdução

A perfuração de um poço tubular constitui-se na última fase da prospecção da água subterrânea. Não obstante se disponha, nas etapas anteriores da prospecção, dos mais avançados métodos geofísicos e geológicos que possam sugerir a mais promissora locação de um poço, é somente durante e após a perfuração do mesmo que se observará se os prognósticos foram ou não confirmados.

É imprescindível que, logo aos primeiros metros perfurados, sejam realizados estudos para identificar os vários tipos litológicos atravessados, localizar os intervalos produtivos e avaliar seu potencial. Os resultados obtidos por meio dos passos acima constituem a avaliação exploratória de um poço. Os procedimentos para sua execução podem ser realizados tanto durante a perfuração, pela coleta das amostras de calha, como logo após a perfuração, pela perfilagem geofísica e testes de bombeamento.

A depender da profundidade, do tempo de perfuração, da pressão de bombeio e das propriedades tixotrópicas do fluido de perfuração (lama), entre outras variáveis, as amostras de calha, devido aos constantes desmoronamentos das paredes dos poços, não representam, na maioria das vezes, as profundidades referidas pelo sondador. Caso ocorram desmoronamentos, muitas camadas poderão mostrar espessuras maiores do que as reais.

O que ainda se observa é que a maioria das completações são realizadas “às cegas”, ocasionando um sem número de intervenções precoces no poço, para limpeza e recuperação de equipamentos. Completação “às cegas”, significa dizer que o assentamento dos filtros é realizado sem o apoio de um método científico, apenas com as descrições das amostras de calha e do tempo de perfuração, dados estes nem sempre confiáveis.

E o que vem a ser **Perfilagem Geofísica** de Poço? Dá-se o nome de **Perfil** a qualquer representação gráfica que correlacione profundidades e quaisquer propriedades petrofísicas. Estas propriedades podem ser registradas manualmente, como é o caso da litologia e/ou granulometria (obtidas com as amostras), do tempo de perfuração etc., ou então, por meio de

ferramentas que usem princípios de medição elétrica, acústica, radioativa, térmica, mecânica etc., que se deslocam continuamente dentro do poço.

Historicamente, entre a perfuração do primeiro poço de petróleo pelo coronel Drake, nos Estados Unidos, em 1859, até 1927, quando os irmãos Schlumberger utilizaram, na França, o mesmo tipo de arranjo da eletroresistividade de superfície, predominavam, na indústria do petróleo, avaliações por prognósticos. Isto é, “acha-se” que a camada com o petróleo está entre **x** e **y** metros e assim por diante. A partir daquela data, a indústria passou a usar uma curva capaz de estabelecer correlações entre as camadas de poços vizinhos, identificar a litologia, auxiliar na confecção de mapas etc., além de definir potenciais camadas portadoras de petróleo, com menos dificuldades.

Pelo fato de registrarem somente as propriedades elétricas das rochas, os primeiros perfis foram denominados, genericamente, de **Perfis Elétricos** (*Electrical Logs*). Com o passar do tempo, foram sendo incorporados os radioativos, os acústicos, os mecânicos e outros mais. Daí ser conveniente o termo atual, e mais abrangente, **Perfil Geofísico**.

Uma operação de perfilagem bem programada e executada indicará os melhores aquíferos, evitando o posicionamento de filtros em lugares inadequados, passíveis de colmatação ou impermeabilização. Deve-se entender que o custo inicial aparentemente alto de uma perfilagem, e a conseqüente possibilidade de prolongamento da vida útil do poço, podem ser traduzidos como um menor custo final do metro cúbico de água produzida.

A perfilagem geofísica representou, em seus primórdios, um avanço tecnológico para a indústria do petróleo, razão de sua subordinação ao Instituto Americano do Petróleo (API). Toda uma terminologia mundial e tradicional foi instituída para as suas unidades, definições, incógnitas e variáveis, como no caso da letra grega  $\emptyset$  para simbolizar a porosidade total das rochas. Todavia, por motivo de coerência com os demais capítulos deste livro, usou-se a letra  $\eta$  para designar esta importante propriedade petrofísica. Os perfis apresentados como exemplos foram editados, visando a melhoria dos aspectos didáticos do texto.

### 6.2.2 Obtenção dos Perfis

As rochas apresentam, entre si, distintas características mineralógicas (silicatos, carbonatos, sulfatos etc.), paleontológicas (conteúdo fóssil), físicas (condutividade, velocidade acústica, densidade, radioatividade etc.), texturais (granulometria, porosidade, permeabilidade etc.), cujas avaliações e determinações são necessárias em estudos hidrogeológicos. Todavia, os perfis geofísicos não fornecem diretamente a porosidade, a permeabilidade, a salinidade das águas intersticiais ou a argilosidade. Na realidade, estas e outras propriedades petrofísicas são inferidas a partir dos parâmetros registrados pelos sensores em forma de medições elétricas, acústicas, radioativas, mecânicas etc.

Desta forma, a granulometria pode ser inferida por intermédio da curva de Raios Gama. A porosidade pode ser quantificada com as medições do tempo gasto para uma onda elástica percorrer um certo intervalo de rocha. A permeabilidade absoluta pode ser inferida a partir da razão entre as resistividades aparentes da formação, obtidas a diferentes raios de investigação. A salinidade da água intersticial pode ser quantificada a partir do potencial eletroquímico que se desenvolve espontaneamente nas camadas porosas. A resistência mecânica de uma camada pode ser derivada a partir do maior ou menor desmoronamento do poço, em relação ao diâmetro da broca usada, e assim por diante.

### 6.2.3 Equipamentos Essenciais para a Obtenção de um Perfil

Para que seja possível a realização de um perfil, são necessários vários equipamentos. Uns estão localizados na superfície, outros dentro do poço. O primeiro deles é o caminhão (ou unidade) laboratório. Neste, destaca-se o tambor do guincho contendo um cabo revestido externamente por duas malhas helicoidais de fios de aço, dispostas em sentido inverso uma da outra para a segurança mecânica da operação quanto à tração e torção. Internamente, o cabo consiste de 7 condutores isolados por borracha ou teflon, que são usados para enviar aos sensores (ou sondas) a corrente elétrica de alimentação e para transportar, de volta à superfície, os sinais (volts, pulsos por segundo etc.) recebidos das rochas. Alguns sensores emitem, a depender do seu tipo, corrente elétrica, som ou radioatividade para as rochas e captam sinais de volta enviando-os à superfície. Outros apenas captam sinais gerados espontaneamente pelas rochas. Segundo o padrão API, as sondas devem ter um diâmetro da ordem de 4 (quatro) polegadas, para serem usadas em poços de 6 ½ a 17 ½ polegadas. Quanto maior a relação diâmetro da ferramenta/diâmetro do poço, melhor a resolução dos sensores.

Na unidade laboratório, painéis dotados de complexos circuitos eletro-eletrônicos de medição, contam, convertem e registram os sinais chegados. A presença atual de computadores nas unidades laboratório deve-se a fatores de ordem econômica e técnica, tais como: acelerar a rotina operacional; combinar sensores; possibilitar a interpretação no próprio poço e liberar o operador da perfilagem das tarefas calibração e controle das operações, passando-as para o comando do computador. Eles também permitem que se “veja” um perfil sendo registrado no fundo do poço. É a operação em tempo real. De qualquer modo, todas as companhias registram e entregam aos clientes, os resultados da perfilagem na forma analógica e em mídias, que podem ser processadas em seus próprios computadores.

Na maioria das vezes, os perfis geofísicos são as únicas informações contínuas de um poço. Por serem passíveis de arquivamento permanente, eles funcionam como registros eficientes e duradouros, podendo ser reinterpretados à luz de novos conhecimentos hidrogeológicos, inexistentes na época de sua realização. Na realidade, os perfis geofísicos são as impressões digitais de uma perfuração.

### 6.2.4 A Malha API para Registro das Curvas dos Perfis

As curvas dos perfis são registradas continuamente em uma malha quadriculada com três pistas ou faixas. Cada faixa está dividida em 10 pequenas divisões verticais de 1/4 de polegada e tantas horizontais quantas forem necessárias para a representação da profundidade do poço. Uma estreita faixa, entre a primeira e a segunda, mostra as profundidades, em escalas geralmente da ordem de 1:200 e 1:500. Existem curvas de perfis que são sempre apresentadas na primeira faixa (as de cunho litológico), outras na segunda ou na terceira e outras, ainda, na segunda e terceira faixas, nunca, entretanto, da primeira a terceira, atravessando a faixa das profundidades. As curvas e suas escalas quantitativas de registro, devem ser obrigatoriamente codificadas e identificadas na parte superior e inferior das faixas, de modo a facilitar a visualização de cada uma delas. Quando são usadas escalas logarítmicas (caso específico dos perfis de resistividade), os ciclos sempre são iniciados por 2 ou submúltiplo e terminam sempre com um múltiplo de dois.

### 6.2.5 O Meio Ambiente de uma Ferramenta de Perfilagem

Para qualquer tipo de trabalho há sempre um equipamento adequado para a sua realização. Isto é válido para toda situação e qualquer prática. Para se perfurar um meio sedimentar o ideal é uma perfuratriz rotativa. Se o meio é cristalino, uma rotopneumática.

Da mesma forma, sabendo-se que o local de trabalho, ou ambiente, de uma ferramenta de perfuração, é o poço e seus subambientes (fluido de perfuração, geometria do poço, pressão, temperatura etc.), tem-se a necessidade de se escolher bem as ferramentas a usar. Por exemplo, para poços com grandes diâmetros, ferramentas grossas (4 polegadas). Poços com profundidades superiores a 1.000 metros, ferramentas para altas temperaturas e pressão etc.

## O Fluido de Perfuração (Lama)

Uma lama para ser eficiente deve ter as seguintes características: (a) manter uma pressão hidrostática capaz de conter os fluidos intersticiais; (b) ser capaz de sustentar as paredes do poço de modo a evitar, ao máximo, desmoronamentos e/ou aprisionamento da coluna de perfuração ou ferramentas de perfuração; (c) ser capaz de manter em suspensão e transportar as amostras trituradas pela broca, desde o fundo do poço até a superfície e (d) favorecer a lubrificação dos equipamentos de perfuração e evitar aquecimento elevado.

A lama também comporta-se como solução salina (eletrolítica) com propriedades elétricas regidas pelas leis da eletricidade. A intensidade da corrente conduzida pela lama é diretamente proporcional à concentração dos sais presentes na sua fase fluida contínua.

Segundo Costa (1992), os principais tipos de lama usados na indústria da água são: (a) água com argila natural adicionada e/ou incorporada durante a perfuração; (b) água com adição de bentonita ativada com soda cáustica; (c) água com polímero e (d) mistas, com água, bentonita e polímero. As duas últimas caracterizam-se, respectivamente, por apresentarem filtrado relaxado (30 cm<sup>3</sup>/30 minutos) ou estável (8 a 15 cm<sup>3</sup>/30 minutos) a controlado (15 a 20 cm<sup>3</sup>/30 minutos). Quanto mais filtrado a liberar, maior a possibilidade de sua invasão ou penetração nas camadas porosas.

Assim sendo, a lama tem grande influência na resposta dos perfis de natureza elétrica, porquanto colabora com um volume considerável de material, variando de mais a menos condutor, envolvendo diretamente os sensores.

As curvas dos perfis também podem sofrer algum tipo de modificação devido à espessura de reboco da lama, à pressão hidrostática, a pressão estática da formação, à temperatura da lama etc. Ao conjunto de tais fatores dá-se o nome de efeitos ambientais.

## A Geometria de um Poço Tubular

Sob a ação da lama e da broca, os mais variados tipos de rocha passam a se comportar de acordo com as suas propriedades mecânicas. Nos calcários, rochas duras, compactas, as paredes dos poços tendem a se

manter com o diâmetro nominal da broca. Nos arenitos, a permeabilidade e a porosidade agem como filtros naturais, retendo nas paredes do poço uma crosta formada pelas partículas sólidas da lama, reduzindo o diâmetro do poço em relação ao diâmetro da broca usada. Os folhelhos, de tendência laminar, tornam-se quebradiços e incorporam-se às lamelas, desmoronando lateralmente com um conseqüente aumento no diâmetro do poço. Estes são os comportamentos esperados normalmente. Variações podem ocorrer em função das particularidades lito-petrofísicas de cada camada.

## O Processo de Invasão do Filtrado da Lama

Em que pese a grande utilidade da lama durante todo o desenrolar de uma perfuração, ela é a principal responsável pelas rugosidades das paredes dos poços e pelo desequilíbrio iônico, provocado pela difusão fluida radial. Esta difusão é decorrente do fato de a lama ser composta por duas fases distintas, uma sólida e uma outra líquida, que se dissociam defronte às camadas porosas. O material sólido fica retido na parede do poço (reboco), enquanto que a fase líquida (filtrado) vai invadindo e misturando-se com o fluido intersticial original das camadas.

Denomina-se de **invasão** a penetração radial do filtrado nas camadas porosas. Durante a perfuração, a lama deve estar condicionada de tal forma que sua pressão (hidrostática) seja sempre um pouco maior que a contra pressão (estática) exercida pelos fluidos das camadas porosas. Esta sobrepressão é também usada com a finalidade de eliminar possíveis surgências fluidas, perigosas e indesejáveis. Em resposta a este diferencial de pressão, origina-se uma filtração da lama defronte às rochas porosas, processando-se por meio dos canais naturais (poros interconectados e/ou fraturas), formando zonas axiais de misturas fluidas distintas. Apenas a fase contínua da lama, isto é, o filtrado, é capaz de penetrar lateralmente nos finos poros, enquanto a porção sólida vai, lenta e gradualmente, impermeabilizando a parede do poço, construindo um reboco. É claro que quanto menor o controle das propriedades reológicas do fluido de perfuração, maiores serão as chances para que o seu filtrado alcance grandes profundidades de invasão.

O material da fase descontínua (argilas adicionadas ou naturais incorporadas e/ou produtos químicos), não consegue penetrar radialmente, a não ser que tenham tamanhos menores que as aberturas dos poros ou, então, que ocorram mecanismos capazes de distorcerem seus formatos forçando-os a uma penetração rasa e localizada.

A distância a partir da parede do poço até onde ocorre influência do fluido invasor, é denominada de **diâmetro de invasão (Di)**, **raio de invasão**, ou,

ainda, **profundidade de invasão** ( $P_i$ ), a depender de se estar levando em consideração, respectivamente, o diâmetro, o raio ou a distância respectiva. A invasão pode ser nula ( $P_i =$  zero polegada, geralmente defronte a zonas impermeáveis) ou profunda ( $P_i > 64$  polegadas, geralmente defronte a zonas altamente porosas). Em poços de 8 polegadas, a invasão do filtrado pode atingir mais de 28 polegadas (71 cm), para cada lado do poço.

### Zoneamento Fluido Radial em Torno do Eixo da Perfuração

Os canais porosos formam diminutos capilares contínuos (exceto em fraturas ou cavidades de origem secundária), que funcionam como filtros, retendo os sólidos e deixando penetrar os fluidos da lama que deslocam todo ou parte do fluido original, ocupando o seu respectivo lugar. Ocorrem, portanto, circunjacente e radialmente ao poço, zonas de distintas misturas fluidas. Entretanto, a interação entre essas zonas não ocorre de forma brusca, mas sim gradacional.

A primeira dessas zonas é aquela onde se processou uma lavagem, total ou parcial, do fluido original sendo substituído pelo filtrado. A quantidade de fluido original, nesta zona, depende da retenção específica da camada. Quanto menor a granulometria, maior a quantidade de fluido retido pelos grãos, devido às forças de adesão ou tensão superficial. Assim, o filtrado poderá coexistir com a água retida e, quando ocorre, coexiste também com o ar, óleo ou gás residuais. Esta zona é denominada de **zona lavada**. Nela, geralmente, o fluido predominante é o filtrado invasor. Perfis de pequena profundidade radial de investigação jamais obterão o valor original da resistividade da camada, mas, sim, a desta zona lavada.

Após a zona lavada, vem uma zona de coexistência temporária de fluidos, devido aos fenômenos da capilaridade e difusão (filtrado e água). Esta segunda zona é a **zona invadida** ou **transicional**. O fluido nela presente é uma mistura de filtrado invasor + água da formação. Nos poços perfurados para água, freqüentemente esta zona não se faz presente, uma vez que as lamas de perfuração são preparadas a partir de águas de mananciais de superfície ou de poços vizinhos com características físico-químicas similares às da água da formação pesquisada.

A terceira e última zona fluida radial, denominada de **zona virgem** ou **verdadeira**, é a mais afastada do poço que permaneceu intacta, sem influência do filtrado da lama, apresentando apenas a água da formação. É esta água que se precisa identificar e estimar a qualidade, mas para isso, deve-se ter em mãos perfis de resistividade com sensores que permitam uma investigação radial bastante profunda.

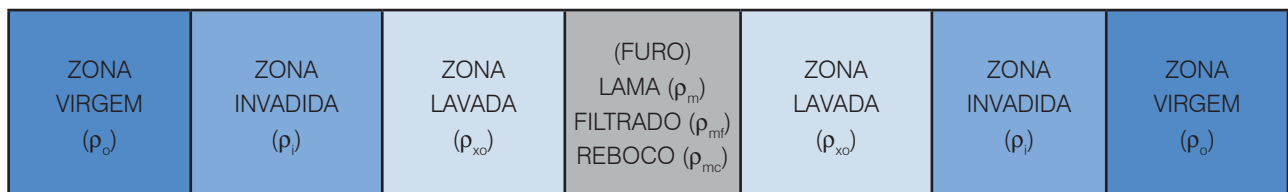
A figura 6.2.1 mostra o zoneamento radial provocado pela invasão fluida, para ambos os lados de um poço.

Na maioria dos aquíferos sedimentares mais superficiais, por serem relativamente não consolidados, as porosidades totais são elevadas (da ordem de 30%). Em geral, nesses aquíferos o filtrado da lama pode apresentar diâmetros de invasão variados. No caso de lamas não condicionadas com inibidores de argilas, favorecendo perdas d'água para as camadas porosas (filtrado relaxado), os diâmetros de invasão são grandes. Caso a lama tenha sido condicionada com inibidores de argilas, capazes de criar rebocos relativamente espessos que impermeabilizam mais rapidamente as paredes dos poços, minimizando as invasões, os diâmetros são pequenos.

O reboco da lama é constituído de partículas sólidas. Todavia, não é correto afirmar-se que quanto mais espesso o reboco, mais permeável é a camada. Deve-se entender que, em função das constantes manobras durante a perfuração, podem ocorrer raspagens do reboco já formado, com chances, cada vez maiores, para o aparecimento de novas frentes de invasão, embora o reboco permaneça fino. A extensão radial (diâmetro de invasão -  $D_i$ ) resultante da penetração fluida, é função de:

- (a) **fatores relativos ao poço/lama** - diferencial de pressão entre a lama e as camadas; tempo gasto na perfuração do poço; permeabilidade do reboco; viscosidade do filtrado da lama e perda de água da lama (filtrado relaxado ou não);
- (b) **fatores relativos às camadas atravessadas pelo poço** - permeabilidade intrínseca dos sedimentos; litologia e porosidade total dos sedimentos.

De um modo geral, quanto menor a porosidade, para um mesmo volume de perda de água da lama, maior a distância penetrada pelo filtrado.



**Figura 6.2.1** - Representação esquemática do zoneamento fluido radial, que se origina a partir do eixo do poço (parte mais escura), devido ao fenômeno da invasão. E entre parêntesis, suas respectivas denominações em termos de resistividades, conforme usadas na técnica da perfilagem. Quanto mais afastada da parede do poço, maior a necessidade de ferramentas que tenham grande poder de penetração ou investigação radial, para se ter chances de se ler a resistividade verdadeira da camada.

## 6.2.6 Propriedades Físicas das Rochas

As propriedades físicas mais importantes para a avaliação das formações são as elétricas, as acústicas e as radioativas. Secundariamente, as mecânicas e as térmicas. Antes de abordá-las, será feito um breve resumo acerca das características físicas das rochas. Uma rocha sedimentar, clástica ou carbonática, para efeito petrofísico descritivo, está constituída por três elementos: arcabouço, matriz e cimento. O arcabouço (grãos ou aloquímicos), é a sustentação da rocha. No caso dos arenitos e calcarenitos, é a fração de diâmetro entre 0,062 a 2,0 mm, independente de sua natureza ou composição mineralógica. Interessa tão somente o tamanho dos grãos em si. A matriz ou micrita, é a fração fina, transportada por suspensão, constituída não somente por minerais de argila mas, também, por outros constituintes, desde que tenham diâmetros menores que 0,039 mm. A matriz, quando presente, dá a consistência da rocha. O cimento ou espató, é o constituinte precipitado quimicamente nos poros, podendo ser constituído por sílica, carbonatos, sulfatos, óxidos etc. A presença do cimento está associada à rigidez dos sedimentos e oblitera os espaços vazios.

Na técnica de perfilagem, esta conceituação petrofísica é modificada porquanto os sensores utilizados, qualquer que seja a sua natureza, são incapazes de distinguir grãos de sílica de uma matriz ou cimento silicoso, grãos carbonáticos, de um cimento carbonático etc. Daí a adoção de um modelo um pouco diferente do mencionado acima. Neste texto, uma rocha sedimentar será considerada como sendo constituída apenas de duas partes. A **matriz**, que engloba tudo aquilo que é sólido dentro de uma rocha (grãos, cimento e a matriz propriamente dita), e o **poro**, que corresponde aos espaços vazios da rocha. Considerando-se um volume unitário rochoso como representando 100% (ou a unidade) do todo, então a matriz representará um volume adimensional igual a  $1-\eta$ .

### Lei das Misturas

Ao se considerar uma rocha como resultante de uma mistura de sólidos e líquidos, ela passa a ser regida pela **Lei das Misturas**, que tem como base a linearidade dos efeitos: "Em um sistema multicomposto, cada componente contribui volumetricamente para as propriedades da mistura na razão da sua fração volumétrica vezes a sua propriedade, elevada a um fator  $m$  referente à sua distribuição geométrica". Para 2 componentes, um sólido e um líquido, de propriedades  $U_s$  e  $U_L$ , respectivamente, a propriedade da mistura  $U_M$  será dada por:

$$U_M = \left[ \eta \cdot U_L^m + (1-\eta) \cdot U_S^m \right]^{1/m} \quad (6.2.1)$$

Teoricamente,  $m$  varia de menos a mais infinito. Entretanto, se  $m$  é igual a +1, a propriedade está sendo medida em série e se for igual a -1, a propriedade está sendo medida em paralelo. A seguir são apresentados exemplos de misturas contendo diferentes composições mineralógicas, porém resultando em densidades iguais (considerando  $m = 1$ ).

#### Exemplo 6.2.1

(a) 70% de sílica de 2,65 g/cm<sup>3</sup> + 30% de água de 1 g/cm<sup>3</sup>  
Densidade da mistura = 0,7 . 2,65 + 0,3 . 1 = **2,155 g/cm<sup>3</sup>**

(b) 67,55% de calcita de 2,71 g/cm<sup>3</sup> + 32,45% de água de 1 g/cm<sup>3</sup>  
Densidade da mistura = 0,6755 . 2,71 + 0,3245 . 1 = **2,155 g/cm<sup>3</sup>**

(c) 33% de água de 1 g/cm<sup>3</sup> + 26% sílica de 2,65 g/cm<sup>3</sup> + 25,5% de calcita de 2,71 g/cm<sup>3</sup> + 15,5% de dolomita de 2,87 g/cm<sup>3</sup>  
Densidade da mistura = (0,33 . 1) + (0,26 . 2,65) + (0,255 . 2,71) + (0,155 . 2,87) = **2,155 g/cm<sup>3</sup>**

### Teoria da Unicidade

Raciocine-se de modo inverso ao que foi exposto acima para responder a seguinte pergunta: Qual é a composição mineralógica de uma rocha cuja densidade é igual a **2,155 g/cm<sup>3</sup>**? A composição é a do primeiro, a do segundo ou a do terceiro exemplo? Isto é, para um único dado (2,155 g/cm<sup>3</sup>) pode-se admitir várias soluções interpretativas, das quais uma, e somente uma delas, será a verdadeira.

A teoria da unicidade diz que: "A equação resposta (transformada) de um modelo petrofísico qualquer fornece somente uma única resposta". Isto é, qualquer que seja o tipo de dado geofísico que se esteja a analisar, ele poderá apontar para várias situações distintas, as quais, a depender do conhecimento específico de cada intérprete (sobre as rochas, sobre as respostas das ferramentas nas mais diversas situações ambientais etc.), traduzirão ou não a realidade dos fatos. Quanto maior o número de informações adicionais, mais realista é a interpretação.

### Porosidade

É uma propriedade que depende das dimensões envolvidas em sua determinação. Qualquer processo de medição de porosidade, que envolva volumes da ordem de centímetros ou decímetros, pode ser considerado como representativo ou capaz de obter valores constantes, desde que os elementos envolvidos sejam milimétricos. O conceito hidrogeológico de porosidade é apresentado no capítulo 2.2.

Vários são os métodos utilizados, em laboratório, para a determinação da porosidade das rochas consolidadas. Estes métodos consistem, geralmente, na medida física de pequenas amostras e dois dos três volumes envolvidos: o total, o dos sólidos e/ou o dos vazios. Em perfis, as porosidades podem ser obtidas por meio de medições acústicas e/

ou radioativas, envolvendo volumes relativamente grandes de rocha, em relação aos dos laboratórios, razão esta de possíveis divergências numéricas. Há a necessidade da realização de estudos estatísticos para a compatibilização entre os valores obtidos em ambos os procedimentos.

## Permeabilidade

Inexiste qualquer tipo de perfil geofísico que quantifique diretamente a permeabilidade intrínseca das rochas. Alguns trabalhos realizados por pesquisadores da Schlumberger mostram ser possível calcular permeabilidades em camadas com porosidade constante e uma razoavelmente espessa zona de transição acima do contato óleo - água, levando em consideração a correlação que existe entre a capilaridade e o gradiente de resistividade formado por tal transição.

Atualmente, uma nova linha de pesquisa está sendo desenvolvida, para a correlação com os parâmetros hidráulicos, a partir da possibilidade de obtenção de dados como granulometria, porosidade, resistividade, constante dielétrica etc.

Qualitativamente, a permeabilidade pode ser identificada em perfis por meio da curva do potencial espontâneo (movimentação iônica), da separação entre as diferentes curvas de resistividades (zonas fluidas distintas) e do cáliper (presença de reboco).

A complexa relação existente entre porosidade e permeabilidade está muito além da natureza deste trabalho, entretanto, de um modo geral, quanto mais porosa a rocha, maior é a sua permeabilidade. É conveniente lembrar que muito embora sedimentos finos (folhelhos e/ou calcilitos) possam apresentar altas porosidades nos perfis, a conseqüente diminuição do tamanho dos poros reduz a permeabilidade.

## 6.2.7 Propriedades Elétricas das Rochas

São três os parâmetros físicos que caracterizam eletricamente uma rocha: a permeabilidade magnética, a condutividade elétrica e a permissividade dielétrica. A maioria das rochas compõe-se de minerais não magnéticos, por conseguinte, suas permeabilidades magnéticas tendem a ser iguais à do espaço livre, sem muito uso prático na geofísica de poço pela falta de resolução diagnóstica. A medida da habilidade de um material qualquer em transportar cargas livres, sob a ação de um campo elétrico externo, é denominada de **condutividade elétrica**. Ela é definida pela lei experimental de Ohm que estabelece um relacionamento linear entre a densidade da corrente elétrica (J), em um ponto qualquer de um material condutor, e o valor do campo elétrico (E) naquele mesmo ponto, conforme já apresentado no capítulo 4.2.

$$\vec{J} = -\sigma \vec{E} \quad (6.2.2)$$

O coeficiente de proporcionalidade  $\sigma$  é denominado de **condutividade** e tem como unidade o Siemens/metro (S/m). Como esta unidade é relativamente grande para as condutividades observadas nas rochas, utiliza-se o submúltiplo miliSiemens/metro (mS/m). Em meios isotrópicos,  $\sigma$  é uma grandeza escalar e em meios anisotrópicos, é um tensor (Keller, 1988).

A resistência elétrica, que é a recíproca da condutância elétrica, é definida como sendo a dificuldade que uma substância oferece à passagem da corrente elétrica. A resistência (r) de um condutor é diretamente proporcional ao comprimento (L) percorrido pela corrente elétrica, e inversamente proporcional à área (A) atravessada.

$$r = \rho \frac{L}{A} \quad (6.2.3)$$

O coeficiente de proporcionalidade ( $\rho$ ) é denominado de **Resistência Específica** ou **Resistividade**. A unidade de resistência é o Ohm e a unidade da Resistividade é o Ohm.m. As resistividades das rochas sedimentares variam entre 0,2 a 1.000 Ohm.m. Resistividades acima de 1.000 Ohm.m são um tanto freqüentes nas rochas próximas à superfície (zona aerada), com água de baixa salinidade e/ou ar.

## A Condução da Corrente Elétrica nos Líquidos

Sob o ponto de vista conceitual dos perfis, uma rocha sedimentar constitui-se de matriz e poros. Sendo a matriz, geralmente, formada de minerais não condutivos da eletricidade, tais como silicatos, óxidos, carbonatos etc., as rochas tornam-se mais (ou menos) condutoras da corrente elétrica, na dependência da **quantidade** (saturação) e **qualidade** (concentração) do eletrólito e da **natureza de sua distribuição interporosa** (isolamento e/ou interconexão). A presença de fluidos isolantes, tais como água doce, ar ou petróleo, torna a rocha menos condutiva ou mais resistiva.

Os fluidos ou soluções aquosas, apresentam uma condução de natureza puramente eletrolítica. Para um eletrólito aquoso, sua condutividade ( $\sigma_w$ ) será igual a:

$$\sigma_w = F \sum_{i=1}^N a_i \cdot c_i \cdot \mu_i \quad (6.2.4)$$

sendo, **F** a Constante de Faraday (96.500 Coulomb), correspondente a uma carga elétrica convertida em 1 equivalente-grama de sal em solução, **a<sub>i</sub>** um fator de dissociação ou de atividade, **c<sub>i</sub>** a concentração e **μ<sub>i</sub>** a mobilidade de cada espécie dissolvida de sal. O inverso da condutividade da água de uma solução ( $\sigma_w$ ) é a resistividade ( $\rho_w$ ).

A água pura é totalmente isolante, mas se torna condutiva sob a ação de um campo elétrico externo, na proporção em que se acrescentam sais que se dissolvem dando origem a movimentos ordenados dos íons. Na ausência desse campo, os íons movimentam-se aleatoriamente devido à agitação térmica e/ou colisões com outros íons. Isto resulta em dois conceitos importantes:

- (a) desde que cada íon conduz uma quantidade finita de cargas elétricas, subentende-se que quanto mais íons em uma solução, maior será a sua condutividade ou menor a sua resistividade. Portanto, um arenito sem argila (dito limpo) com água intersticial salgada apresentará uma maior condutividade, ou menor resistividade, que um arenito semelhante com água doce; e
- (b) mesmo considerando-se os íons como pequeníssimas esferas, ainda assim, a resistência à fricção dentro de uma solução não é desprezível. Como consequência desse atrito, a viscosidade modifica-se, diminuindo à proporção que a temperatura aumenta, ficando seus íons capacitados a movimentos cada vez mais rápidos. Portanto, em temperaturas elevadas, as soluções eletrolíticas são mais condutivas do que em temperaturas mais baixas.

## A Relação Resistividade versus Salinidade versus Temperatura

A relação entre a salinidade das águas das formações ( $Sal_w$ ), a temperatura da solução (FT) e a resistividade ( $\rho_w$ ), pode ser observada em gráfico específico, fornecido pelas companhias de serviços, ou na equação (Bateman & Konen, 1977):

$$Sal_w = 10^{\left( \frac{3,562 - \log(\rho_w @ 25^\circ C - 0,0123)}{0,955} \right)} \quad (6.2.5)$$

sendo  $\rho_w @ 25^\circ C$  a resistividade à temperatura de  $25^\circ C$ .

A salinidade ( $Sal_w$ ) é expressa em ppm equivalentes a uma solução de igual concentração em NaCl. Para se determinar a resistividade de uma solução a diferentes temperaturas, usa-se:

$$\rho_{w2} = \rho_{w1} \left( \frac{FT_{w1} + 21,5}{FT_{w2} + 21,5} \right) \quad (6.2.6)$$

sendo  $\rho_{w2}$  a resistividade a uma temperatura  $FT_{w2}$ , partindo-se de  $\rho_{w1}$  a uma temperatura  $FT_{w1}$ , ambas em  $^\circ C$ . Para cálculos em graus Fahrenheit a constante é 6,77.

Como a resistividade de uma solução é condicionada pela totalidade dos íons dissolvidos (inclusive os elementos traços) e, considerando-se que a composição química da água de um dado aquífero seja uniforme, pode-se estabelecer

relações empíricas hiperbólicas, entre  $\rho_w$  e a quantidade total de sais dissolvidos (STD), para os mais diversos tipos de águas nas mais variadas formações, áreas, ambientes deposicionais etc. (Girão Nery, 1996).

Os três próximos temas já foram apresentados no Capítulo 4.2 (Métodos Geofísicos) e serão aqui revistos sob a ótica da perfilagem de poços.

## Fatores de Formação (de Resistividade e Intrínseco)

Imagine-se, para fins de desenvolvimento deste conceito, uma rocha como sendo um cubo unitário, feito de gelo de água doce de resistividade igual a  $\rho_{w1}$ . Em termos de porosidade, este cubo será, teoricamente, 100% poroso, isto é,  $\eta = 1$ . A resistividade do cubo (rocha) será  $\rho_{o1}$ . Caso o cubo tivesse sido feito com água salgada de  $\rho_{w2}$ , notar-se-ia que sua resistividade  $\rho_{o2}$  seria menor que  $\rho_{o1}$ . Quanto mais salgada a água, menor a resistividade do cubo. Em outras palavras,  $\rho_o$  varia linearmente com  $\rho_w$ :

$$\rho_o = F_r \cdot \rho_w \quad (6.2.7)$$

em que, a constante de proporcionalidade ou coeficiente  $F_r$  é denominado de **Fator de Resistividade da Formação** sendo, por consequência, igual à relação que existe entre a resistividade de uma rocha saturada de água e a resistividade da água que satura esta mesma rocha.

$$F_r = \frac{\rho_o}{\rho_w} \quad (6.2.8)$$

Ao se colocar grãos de quartzo (isolantes) dentro de um dos cubos acima, verifica-se que a resistividade  $\rho_o$  aumenta proporcionalmente ao número de grãos, enquanto que diminui, também proporcionalmente, sua porosidade ou o volume do líquido condutivo. Ou seja,  $\rho_o$  não só varia com a resistividade da água ( $\rho_w$ ), mas, também, de forma inversa com a porosidade.

$$F = \frac{a}{\eta^m} \quad (6.2.9)$$

sendo  $a$  um coeficiente dependente da litologia (ou, para alguns autores, da tortuosidade) e  $m$ , da cimentação ou geometria porosa.

Esta relação foi definida empiricamente por Sundberg (1932), com base em dados de campo de rochas não consolidadas e, posteriormente, incorporada por Archie (1942). O valor de  $F$  obtido nestas circunstâncias é conhecido com **Fator Intrínseco da Formação**, para diferenciar do Fator de Resistividade da Formação ( $F_r$ ). Muito embora sendo empíricas, as equações (6.2.8) e (6.2.9) devem ser analisadas sob alguns aspectos teóricos importantes:

- a formação deve ser isotrópica;  $\rho_0$  depende da orientação da medida (a porosidade é uma grandeza escalar, enquanto que a condutividade é tensorial);
- estudos demonstram claramente que a argilosidade afeta  $\rho_0$ , e, portanto,  $F_r$  e  $F$ , devido à condutividade adicional proporcionada pelas cargas periféricas dos argilominerais. Portanto,  $F_r = F$  deve ocorrer somente em rochas sem argilas (limpas).

Apesar de a bibliografia mostrar exemplos nos quais  $a$  apresenta valores diferentes da unidade, existem contestações com base nas condições limites das equações (6.2.8) e (6.2.9). Quando uma rocha for, teoricamente, 100% porosa ( $\eta = 1$ ), então  $\rho_0$  deve ser igual a  $\rho_w$  e, para qualquer que seja o valor de  $m$ , matematicamente  $a$  tem que ser igual também à unidade. Elias *et al.* (1999), ilustram com exemplos brasileiros, diversos **Fatores Intrínsecos** catalogados por litologias e ambientes deposicionais, nos quais  $a$  difere da unidade.

### Resistividade (Condutividade) versus Anisotropia

Pode-se definir **anisotropia** como sendo a característica de um meio qualquer em transmitir diferentemente campos e ondas de acordo com a direção de propagação. Em geral, a condutividade é representada por três componentes mutuamente ortogonais. Quando as camadas são laminadas, os dois eixos verticais são iguais, dando origem à **anisotropia transversa**, expressa pelo coeficiente de anisotropia que é igual à raiz quadrada da razão entre as condutividades horizontais e verticais.

Uma camada com interlaminadas de folhelho e arenito, de resistividades  $\rho_v$  e  $\rho_H$ , segundo Hagiwara (1994) e Klein (1996), pode ser representada por meio de dois circuitos, um em série e outro em paralelo, respectivamente:

$$\rho_v = (V_{SH} \cdot \rho_{SH}) + (V_{SS} \cdot \rho_{SS}) = (V_{SH} \cdot \rho_{SH}) + (1 - V_{SH}) \rho_{SS} \quad (6.2.10)$$

$$\frac{1}{\rho_H} = \frac{V_{SH}}{\rho_{SH}} + \frac{V_{SS}}{\rho_{SS}} = \frac{V_{SH}}{\rho_{SH}} + \frac{(1 - V_{SH})}{\rho_{SS}} \quad (6.2.11)$$

onde,  $V$  representa os volumes,  $\rho$  as resistividades e os índices **SS** e **SH**, respectivamente, arenito e folhelho.

Deve-se lembrar que  $V_{SS} + V_{SH} = 1$  e observa-se que  $\rho_H$  é mais influenciada pelos valores de  $\rho_{SH}$  e  $V_{SH}$  do que  $\rho_v$ , de tal modo que apenas 10% de folhelho, dentro de um arenito de 50 Ohm.m de resistividade, terá sua  $\rho_H$  reduzida à metade. Devido a seu princípio de medição, as ferramentas convencionais, do tipo indutiva, são mais sensíveis a  $\rho_H$ , enquanto que as elétricas, a  $\rho_v$ .

### Resistividade de uma Rocha Limpa Saturada com Água ( $\rho_0$ )

Sob este título enquadram-se aquelas rochas com poros preenchidos por água (isto é,  $S_w = 1$ ) e totalmente isentas de argila e outros minerais condutivos, nas quais a condução da corrente elétrica se processa somente pela água intersticial. Manipulando-se as equações (6.2.7) a (6.2.9), obtém-se a expressão mais simples da Lei de Archie (Archie, *op.cit.*):

$$\rho_0 = \frac{a \cdot \rho_w}{\eta^m} \quad (6.2.12)$$

Portanto, uma rocha constituída de um fluido intersticial condutivo e matriz isolante tem sua resistividade ( $\rho_0$ ) variando diretamente com a resistividade do fluido saturante ( $\rho_w$ ) e inversamente com a porosidade ( $\eta$ ). Em relação à geometria porosa ( $m$ ), observa-se que para um mesmo valor de porosidade quanto maior  $m$  maior  $\rho_0$ .

Jackson *et al.* (1978), realizaram correlações entre o expoente  $m$  e a geometria porosa de rochas sedimentares naturais e artificiais, variando o tamanho e a forma dos grãos. Eles verificaram que o Fator Intrínseco de Formação (equação 6.2.9) era muito mais uma função do formato dos grãos do que das variações em tamanho e distribuição espacial. Rochas terrígenas com grãos esféricos apresentaram valores de  $m$  da ordem de 1,34, enquanto que rochas com grãos placoidais, entre 1,8 e 2.

Trabalhando com carbonatos, Towle (1962) demonstrou que  $m$  também varia com a porosidade vesicular. Caso as vesículas estejam isoladas, o valor de  $m$  será da ordem de 5 a 7. À proporção em que aumentam as interligações vesiculares, através de fraturas ou fissuras, o valor de  $m$  diminui. Quanto menor o valor de  $m$ , maior a facilidade de deslocamento da corrente elétrica dentro das rochas. Teoricamente, uma rocha com poros retilíneos terá  $m$  igual à unidade.

### Resistividade de uma Rocha Argilosa Saturada com Água

Existem, todavia, mais raramente, outros minerais dentro dos sedimentos que são bons condutores de eletricidade (pirita, calcopirita, galena, magnetita etc.). De um modo geral, eles ocorrem dispersos ou em pequenas quantidades, tendo, portanto, pouca participação nas propriedades elétricas das mesmas, a não ser, conforme demonstram pesquisas, quando seu teor ultrapassa 7% do volume total da amostra.

Por outro lado, os argilominerais, por serem freqüentes e volumetricamente importantes nos sedimentos, apresentam elevada quantidade de cátions adsorvidos às suas superfícies externas ou de contato com o meio fluido, dando origem à condutividade



superficial adicional das rochas argilosas. Essa condutividade adicional (ou diminuição da resistividade) é sentida quando as águas interporosas são doces, permitindo que a condutividade também se realize pelas cargas superficiais dos argilominerais. Em princípio, um arenito sem argila é mais resistivo que um argiloso, de iguais características petrofísicas.

Winsauer & McCardell (1953), explicaram o excesso de condutividade das rochas areno-argilosas, quando comparadas às rochas limpas equivalentes, por uma simples manipulação da equação (6.2.7), de modo a representar um circuito em paralelo.

$$\frac{1}{\rho_0} = \frac{1}{F} \left\{ \frac{1}{\rho_w} + X \right\} \quad (6.2.13)$$

Admitiram eles, implicitamente, que tanto a condução realizada pelo eletrólito como pelo argilomineral (representada por X), estariam sujeitas a um mesmo fator intrínseco de formação **F** (equação 6.2.9), portanto dependente da mesma porosidade e geometria porosa. A razão dada por  $F_r = \rho_0/\rho_w$ , por eles denominada de fator de formação aparente, é dependente não somente da água intersticial, mas, também, da condutividade adicional ocasionada pela matriz argilosa condutiva.

Posteriormente, outros autores realizaram modelos interpretativos, empíricos ou conceituais, procurando eliminar por meio de parâmetros, a maioria obtida em laboratórios, a influência da argilosidade sobre as resistividades das rochas, como Waxman & Smits, (1968), Clavier, *et. al.* (1984), Lima & Sharma (1990).

## Resistividade de uma Rocha Parcialmente Saturada com água ( $\rho_t$ )

Por convenção, usa-se o termo  $\rho_0$  para representar as resistividades das rochas com  $S_w = 1$  e  $\rho_t$  (t de *true*) para rochas com  $S_w < 1$ .  $\rho_t$  é uma função direta de  $\rho_0$ . Caso uma rocha tenha somente água salgada em seus poros, sua  $\rho_t$  será baixa. Caso esta mesma rocha tenha água doce, sua  $\rho_t$  será maior. No caso em que a camada contenha ar, gás, óleo e/ou água misturados em seus poros, a resistividade dessa rocha também aumentará, consideravelmente, devido à capacidade isolante do ar (zona aerada) ou da fração hidrocarboneto. Quanto menor a quantidade de fluido condutor (ou maior a quantidade de fluido isolante, isto é,  $S_w < 1$ ), maior a dificuldade da corrente elétrica para atravessar um certo volume dessa rocha.

Archie (*op. cit.*) estabeleceu sua lei de modo mais completo, trabalhando com rochas limpas ( $V_{SH} = 0\%$  ou quaisquer outros minerais condutores), com porosidades entre 10 e 28% e águas entre 20.000 a 100.000 ppm de sais, como sendo:

$$\rho_t = \frac{a \cdot \rho_w}{\eta^m \cdot S_w^n} \quad (6.2.14)$$

onde **n** é denominado de expoente de saturação, usualmente igual a 2.

Pesquisas laboratoriais devem avaliar este expoente, parâmetro por demais valioso na indústria do petróleo, já que  $S_w = 1 - S_{hc}$  ( $S_{hc}$  = saturação em hidrocarboneto). Nos poros das camadas petrolíferas coexistem água, gás e/ou óleo. Nos poros das zonas aeradas coexistem água e ar. Quando  $S_w = 1$  implica que  $\rho_0 = \rho_t$  (equação 6.2.14 = equação 6.2.12).

A condutividade ou a resistividade de uma rocha pode auxiliar na identificação, com certa precisão, de aquíferos com água intersticial diluída (doce) daqueles com água mais concentrada (salgada ou salmoura).

Nos casos dos poços para petróleo, onde a resistividade desse fluido assemelha-se à da água doce ou diluída, usa-se, com freqüência, o terceiro parâmetro elétrico das rochas, a **permissividade** ou **constante dielétrica**. O Perfil Dielétrico ou de Propagação Eletromagnética, foi desenvolvido para medir, usando correntes de alta freqüência, a constante dielétrica das rochas, que para o gás e para o petróleo, correspondem, respectiva e aproximadamente, a 1 e 2. Por outro lado, as águas razoavelmente diluídas, de resistividades entre 1 e 20 Ohm.m (250 a 5.500 ppm de sais totais) à temperatura ambiente, têm constante dielétrica variando entre 77 e 79.

A constante dielétrica é, primariamente, uma função da água intersticial e independe de sua salinidade ou concentração. Esta característica torna imprescindível o uso do Perfil Dielétrico na distinção entre intervalos portadores de hidrocarbonetos com água doce. Nos demais casos, os perfis de resistividade predominam no mapeamento elétrico das rochas.

## 6.2.8 Propriedades Acústicas das Rochas

Dentro de certos limites de esforços e tensão, as rochas podem ser consideradas como corpos elásticos capazes de absorver e/ou dispersar a energia das ondas elásticas. A absorção acontece através da fricção mútua entre partículas adjacentes, enquanto que a dispersão se processa devido à anisotropia na maioria das rochas.

O som propaga-se com diferentes velocidades, a depender do meio em que suas ondas viajam. Ele é mais rápido nos sólidos do que nos líquidos e nos gases. Portanto, caso um meio qualquer seja composto de materiais sólidos, líquidos e/ou gasosos (como nas rochas sedimentares ou fraturadas), a velocidade de propagação de uma onda acústica depende diretamente da proporção de cada um de seus componentes (Lei das Misturas). Por conseguinte, torna-se possível o uso da medida da velocidade do som através das rochas para se determinar a razão de proporcionalidade entre os sólidos, líquidos e gases, isto é, a porosidade.

## Ondas Compressionais e de Cisalhamento

Existem vários tipos de ondas que podem viajar através dos corpos. As mais importantes para a geofísica de poço são: **as ondas compressionais** ou **longitudinais**, nas quais a oscilação das partículas da onda se processa na direção da propagação, e as **ondas de cisalhamento** ou **transversais**, nas quais a oscilação é perpendicular à direção de propagação. Estas últimas são ondas próprias dos corpos sólidos porque eles resistem às tensões de cisalhamento, o que não acontece com os líquidos ou gases.

Como a velocidade das ondas compressionais ( $v_p$ ) é sempre maior do que a das cisalhantes ( $v_s$ ), considerando-se um mesmo meio e um mesmo trajeto, as compressionais sempre gastam um menor tempo.  $v_p$  é aproximadamente igual a  $2 v_s$ .

## Velocidade do Som e sua Correlação com a Porosidade

A propagação de uma onda acústica através de uma rocha varia a depender da proporção existente entre a matriz e o fluido. Assim, a medida do tempo gasto pelo som para percorrer um trajeto fixo e bem definido de uma rocha qualquer, pode determinar a porosidade dessa mesma rocha.

A atenuação de uma onda sonora em um meio qualquer, é a medida da mudança de sua amplitude por unidade de distância. A atenuação é inversamente proporcional ao quadrado da distância. Assim, quanto maior for a distância de observação de um fenômeno acústico, maior precisão deverá ter o equipamento.

## 6.2.9 Propriedades Radioativas das Rochas

A definição de radioatividade mais citada nos livros textos de física é a propriedade pela qual átomos de número atômico maior que 80 ( $Z > 80$ ) emitem espontaneamente radiação, por efeito da instabilidade de seus núcleos. Segundo Sir Isaac Newton, as radiações são partículas, enquanto que para Fresnel & Young são ondas eletromagnéticas invisíveis, capazes de serem detectadas apenas por seus efeitos ionizantes.

As propriedades que caracterizam os mais diversos elementos químicos são determinadas pelo número de prótons em seus núcleos. Um átomo consiste de nêutrons de massa igual a 1 U.M.A. (unidade de massa atômica) e nenhuma carga elétrica, de prótons de massa igual a 1 U.M.A. e carga positiva e, finalmente, de elétrons orbitais, com uma massa da ordem de  $1/1.840$  do próton e carga negativa. O número de massa ( $A$ ), é o número de prótons e nêutrons existentes no núcleo, ao passo que o número atômico ( $Z$ ), indica a quantidade de prótons do núcleo ou de elétrons da eletrosfera.

A força de repulsão elétrica que existe entre as partículas subatômicas de mesma carga é compensada pela existência de uma força de atração de pequeno raio de ação, na qual os nêutrons têm importante papel. Quando as forças nucleares se desestabilizam, os elementos modificam suas estruturas, passando a emitir energia em forma de partículas e/ou radiação eletromagnética, na tentativa de retornar à estabilidade transformando-se em elementos diferentes.

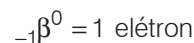
Chamam-se de isótopos os diferentes estados de um elemento qualquer onde se observam valores diferentes de  $A$  (devido a uma mudança no número de nêutrons), enquanto  $Z$  permanece inalterado. Para ilustrar, o urânio natural consiste de 3 isótopos com pesos atômicos 234, 235 e 238. Destes, apenas o  ${}_{92}^{238}\text{U}$  é radioativo (maiores detalhes no capítulo 4.3, Métodos Isotópicos).

A maior parte da energia liberada por estes núcleos, durante sua fase de instabilização temporária, consiste de partícula ou **Raios Alfa** de carga positiva, partícula ou **Raios Beta** de carga negativa, e energia eletromagnética denominada de **Raios Gama**, de alta frequência e sem carga elétrica.

Os **Raios Alfa** têm massa igual a 4 vezes a do próton (núcleo de Hélio). Devido a essa grande massa, em termos de dimensões atômicas, eles conseguem atravessar apenas algumas folhas de papel, sendo absorvidos pelo revestimento metálico das sondas:



Os **Raios Beta**, são elétrons orbitais, facilmente desviados pelos campos elétricos e magnéticos. Entretanto, podem penetrar vários milímetros em alumínio. Também são absorvidos pelo revestimento metálico das sondas:



Os **Raios Gama** não são desviados pelos campos elétricos ou magnéticos por não possuírem massa ou carga elétrica. São radiações eletromagnéticas similares às ondas de luz e de rádio, tendo um pequeno comprimento de onda, cerca de 0,1 Angstrom. Penetram espessos materiais, atravessam tubulões, revestimentos e os corpos metálicos das sondas que contêm os sensores, sendo absorvidos ou amortizados apenas de modo parcial pelos mesmos:



A energia emitida por cada isótopo radioativo é característica do núcleo do átomo emissor. É usando essa característica (espectrometria radioativa) que a perfilagem geofísica pode realizar, nos dias atuais, reconhecimentos e determinações quantitativas mineralógicas.

## Energia e Características Físicas das Radiações

Uma vez que os Raios Gama possuem características tanto de partícula como de ondas de alta frequência, o termo **fóton** é também utilizado para descrever sua energia. A unidade de energia comumente usada para descrever a quantidade de Raios Gama, é igual à energia adquirida por um elétron que se desloca em direção a um cátodo, no qual o potencial elétrico seja um milhão de vezes maior. Esta unidade de energia é referida como milhões de elétron-volts (MeV) e submúltiplos.

### Absorção dos Raios Gama pela Matéria

Os fótons ou Raios Gama, provocam reações com a matéria de várias maneiras. A mais importante, para a perfilação geofísica, é a de espalhamento inelástico ou **Efeito Compton**. Esse efeito se processa entre um fóton incidente de média energia e um elétron orbital. O fóton incidente ejeta o elétron de sua órbita, cede ao mesmo parte de sua energia cinética e sofre um desvio (matematicamente previsível) em sua trajetória. Isto é, ele permanece no meio, porém com energia menor que a inicial.

Os fótons de menor energia (<10 KeV) interagem elasticamente com os elétrons orbitais e cedem toda a sua energia para os mesmos, especialmente se o átomo tem grande diâmetro. O fóton desaparece do meio, é absorvido ou aniquilado, enquanto o elétron transforma-se em fotoelétron livre. Esse efeito é denominado de **Efeito Fotoelétrico**.

O terceiro tipo de interação é o **Efeito de Produção de Par**. Nessa reação, o fóton incidente de alta energia (>1,02 MeV), interage diretamente com o núcleo dos átomos e sua energia é convertida em um par de elétrons, um positivo (pósitron) e um negativo (négatron). O elétron negativo torna-se livre. O positivo tem vida bastante curta e reage com elétrons da vizinhança, quando, então, ambos se aniquilam.

Os Raios Gama naturais possuem níveis energéticos da ordem de 1,46 a 2,62 MeV, e interagem, basicamente, com a matéria de acordo com o **Efeito Compton**. Cada colisão significa perda sucessiva de energia até atingir um valor em que os Raios Gama tornam-se passíveis de serem absorvidos pelo detector de radiação por meio do **Efeito Fotoelétrico**.

### A Deposição dos Radioelementos

Os Raios Gama naturais originam-se de três fontes: dos principais elementos filhos provenientes da desintegração do Urânio<sup>235</sup>, do principal elemento filho do Tório<sup>232</sup> (Tálio<sup>208</sup>) e do Potássio (K<sup>40</sup>). Cada elemento filho emite Raios Gama distintos em número e nível energético, caracterizando-o qualitativamente. O K<sup>40</sup>

emite Raios Gama monoenergéticos da ordem de 1,46 MeV, enquanto os filhos do Tório e o Urânio emitem vários níveis de energia, a um mesmo tempo.

A razão principal desses elementos serem predominantes nas radioatividades naturais das rochas está na ordem de grandeza da meia-vida deles (aproximadamente a idade da Terra (4,5.10<sup>9</sup> anos). O K<sup>40</sup> é volumetricamente o mais importante, sendo responsável por cerca de 0,012% de todo o potássio natural da crosta e 0,3%, em peso, dos folhelhos. Outros elementos, além dos mencionados (Césio, Rubídio, Lutécio, Samário, Rênio etc.), apesar de radioativos, são desprezíveis, em vista de suas baixas meias-vida.

Os elementos radioativos naturais ocorrem originalmente nas rochas ígneas ou metamórficas. Em decorrência dos processos de erosão e transporte, esses elementos são espalhados dentro das rochas sedimentares. A maior ou menor concentração desses elementos depende de vários fatores, dentre eles a natureza em si dos fragmentos e a presença de organismos vivos nas águas em que ocorreu a deposição.

Os compostos de Urânio (até 20.000 ppm) são muito solúveis na água, quando oxidados, e insolúveis, quando reduzidos. Os compostos de Tório, em condições de alta temperatura, são transportados em forma de solução, que, eventualmente, poderá preencher fraturas, planos de falhas e outros locais passíveis de migração fluida. Já em baixas temperaturas, eles têm uma solubilidade limitada na água, de modo que a maioria do Tório presente nos folhelhos origina-se de partículas insolúveis provenientes da rocha matriz (dessa forma, a proporção do Tório e de seus elementos filhos é aproximadamente similar entre os mais variados tipos de argilas). O Urânio e o Tório estão presentes nas rochas originais como traços ou oligoelementos e, por terem raios iônicos da ordem de 0,97 e 1,02 Angstroms, respectivamente, não participam das estruturas cristalinas dos minerais de argila, mas, antes, originam depósitos residuais (*placers*). Dissoluções e precipitações podem originar mineralizações localizadas nos sedimentos.

Nos carbonatos, por outro lado, resultantes de desenvolvimento de matéria esquelética, a radioatividade esperada é a mais baixa possível. Já os dolomitos, por terem sido mineralizados por meio de águas percolantes, com possibilidade de contaminação por radioelementos, apresentam uma radioatividade um pouco maior que a dos calcários. Os arenitos, por terem mais chances de se contaminarem com argila, são, das três rochas principais, as que apresentam a mais alta radioatividade. Os argilominerais, por sua vez, resultam da hidrólise dos feldspatos e micas, origem da riqueza em Potássio, além de alguns incluírem o Potássio em suas unidades cristalinas.

As rochas cristalinas têm sua radioatividade bastante variável, a depender da proporção dos três elementos citados e dos oligoelementos radioativos secundários.

Com base na lógica deposicional discutida e desde que não ocorram mineralizações radioativas localizadas, pode-se dividir as rochas, de acordo com a radioatividade natural, em três grupos principais:

- **Rochas altamente radioativas** - folhelhos de águas profundas (formados por lamelas de radiolários e globigerinas), folhelhos pretos betuminosos, evaporitos potássicos (carnalita, silvita), arcósios e algumas rochas ígneas/metamórficas;
- **Rochas medianamente radioativas** - folhelhos e arenitos argilosos de águas rasas, carbonatos e dolomitos argilosos; e
- **Rochas de baixa radioatividade** - grande maioria de carvões e evaporitos não potássicos (halita, anidrita, gipsita).

### Os Folhelhos sob o Ponto de Vista da Radioatividade Natural

O folhelho é o produto da deposição em ambiente de baixa energia. Tem como principais componentes os argilominerais (esmectita, illita, caulinita, clorita, camadas mistas e afins), representando estatisticamente cerca de 60% de seu volume. Os 40% restantes correspondem a grãos de quartzo, carbonato, matéria orgânica, minerais diversos etc., ou seja, tudo aquilo que foi sedimentado juntamente com os argilominerais, desde que tenham um tamanho máximo da ordem de 4  $\mu$ .

Além desta complexidade composicional, os folhelhos podem variar suas propriedades físicas na dependência do ambiente deposicional. Quanto mais reductor o ambiente, maiores as chances de retenção de matéria orgânica (há uma tendência de os microorganismos capturarem elementos radioativos em seus corpos) e maior a radioatividade comparada àqueles depositados em ambiente não reductor.

Segundo Keys (1989), análises em 200 amostras de folhelho mostraram os resultados apresentados na tabela 6.2.1. Com base nesta tabela, os folhelhos/argilas têm sua radioatividade natural oriunda, basicamente, do  $K^{40}$ , de uma quantidade razoável de Tório e de uma quantidade menor ainda de Urânio. Por outro lado, a intensidade da radiação de cada um deles é inversamente proporcional à sua quantidade. Essa combinação mineralógica registra uma amplitude normal para os folhelhos, da ordem de 75 a 150 Unidades ou Graus API (unidade estabelecida pelo Instituto para padronizar as mais diversas unidades até então existentes nas empresas de perfuração). Todavia, anomalias podem alterar tais valores, principalmente na presença de matéria orgânica e/ou enriquecimentos naturais localizados. Por outro lado, o nível de radioatividade dos sedimentos não é tão grande quanto aquele das rochas que os originaram, devido a possíveis diluições, contaminações e intemperismos. Entretanto, nos folhelhos, a radioatividade torna-se

Elemento	Energia do pico principal (MeV)	Fótons/segundo	Média em ppm
Potássio 40	1,46	3,4	20.000
Tório 232	2,62	1,0 x 10 <sup>4</sup>	12
Urânio 238	1,76	2,8 x 10 <sup>4</sup>	6

**Tabela 6.2.1** - Componentes radioativos das argilas (Keys, 1989).

mais significativa ainda, porque são ricos em matéria orgânica e têm grande capacidade de realizar trocas iônicas com as águas do meio ambiente onde foram depositados. Por essa razão, os folhelhos são as rochas sedimentares que apresentam os mais altos valores de radioatividade, após os evaporitos potássicos. Dos demais sedimentos importantes para a acumulação de recursos minerais (calcários, dolomitos e arenitos), a presença ou não de elementos radioativos depende bastante de seu ambiente deposicional.

### 6.2.10 Principais Tipos de Perfis Geofísicos

Para que se possa extrair dos perfis geofísicos a maior quantidade de dados confiáveis, o usuário deve entender os princípios básicos da operação de perfuração e a física da medição das ferramentas usadas. Assim procedendo, ele estará apto a detectar, no canteiro de obras, os diversos problemas operacionais que possam ocorrer em um perfil, sanando-os de imediato ou exigindo a reperfuração com outro equipamento. Caso contrário, alguns desses problemas poderão ser interpretados como características petrofísicas que poderão resultar em indicação de locais inadequados para a colocação de filtros.

Uma baixa qualidade dos resultados, expressa nas curvas, pode levar a interpretações quantitativas inconsistentes, as quais, por não se correlacionarem com os dados obtidos no campo e/ou em laboratórios, podem afetar seriamente a confiabilidade dos hidrogeólogos nos perfis geofísicos. Todo perfil geofísico deve ser submetido a um rigoroso controle de qualidade para separar o "joio do trigo".

Como na pesquisa hidrogeológica deseja-se determinar a qualidade da água, em termos de sais dissolvidos totais (STD) a partir da resistividade da água intersticial ( $\rho_w$ ), admite-se, de início, que as rochas não contenham hidrocarbonetos ( $S_w = 1$ ). É bom lembrar que sempre existe a possibilidade de ocorrer petróleo em profundidades rasas e associado à água doce (por. ex. alguns campos de petróleo no Rio Grande do Norte).

Um modo simples de se entender os procedimentos de uma avaliação dos perfis geofísicos é por meio da Lei de Archie. Essa lei experimental foi o ponto de partida para toda a técnica da perfuração, muito

embora tenha sido desenvolvida para ser aplicada em camadas isentas de quaisquer materiais condutivos que não seja água. Manipulando-se as equações (6.2.12) e (6.2.14) tem-se:

$$\rho_w = \frac{\eta^m \cdot \rho_0}{a} \quad (6.2.15)$$

Portanto, para o cálculo de  $\rho_w$  necessita-se, no mínimo, da quantificação de duas incógnitas, que podem ser obtidas com o uso dos perfis (de resistividade e porosidade) e da determinação de dois coeficientes, **a** e **m**, os quais podem ser obtidos em laboratórios ou, eventualmente, usando-se os próprios perfis. Um segundo modo de se obter  $\rho_w$  é com a curva do Potencial Espontâneo (SP), a ser discutido em tópico próprio. Tradicionalmente, denomina-se a equação (6.2.15) de  $\rho_{wA}$  (A de Archie).

A resistividade  $\rho_0$  é obtida com o uso dos perfis de resistividade profunda, capazes de investigarem além da zona virgem. Por sua vez, a porosidade pode ser obtida com os perfis Sônico, Densidade e Neutrônico (os dois últimos utilizam fontes radioativas). Assim, o mais simples dos programas de perfilagem, deve constar de um perfil de resistividade e de, pelo menos, um de porosidade, para que se possa realizar a quantificação de  $\rho_w$ .

Os perfis mais usados na hidrogeologia brasileira são: Raios Gama Convencional, Potencial Espontâneo, Indução, Micro Perfil, Sônico, Cáliper, Inclinação e Temperatura.

### 6.2.11 Raios Gama Convencional (RG ou GR)

#### Princípio de Medição do Perfil de Raios Gama Convencional

Este perfil é o registro contínuo dos pulsos (contagem por segundo - cps) emitidos pela radiação natural liberada pelos elementos Urânio, Tório e Potássio ( $K^{40}$ ) das rochas. A emissão de fótons por qualquer elemento radioativo obedece a uma distribuição gaussiana, isto é, o desvio padrão da curva é igual à raiz quadrada do número de observações realizadas. Quanto maior o número de fótons detectados, maior a fidelidade da informação desejada. Para obter-se um perfil deste tipo, basta um detector de radioatividade do tipo Cintilômetro (cristais que emitem luz ou cintilam quando atingidos por um fóton), deslocando-se a uma velocidade uniforme dentro de um poço. As ferramentas mais antigas usavam detectores Geiger-Müller, cuja desvantagem estava no baixo rendimento operacional, da ordem de 5 a 7%.

Atualmente existem dois tipos de ferramentas para registro dos Raios Gama naturais. As que utilizam um só canal analisador do pulso total (que por essa razão não discriminam a radiação emitida por cada um dos

três elementos isoladamente, mas, sim, o somatório delas) e aquelas com multicanais analisadores, que conseguem identificar todo o espectro energético, discriminando cada um dos componentes. São elas, respectivamente, Perfil de Raios Gama Convencional (RG ou GR) e Perfil Gama de Espectrometria Natural.

#### Unidades Usadas no Perfil de Raios Gama

A radioatividade registrada por um detector qualquer pode ser expressa em termos de peso de um elemento conhecido que produza uma quantidade de radiação equivalente. Assim, surgiu a Unidade ou Grau Padrão API (UAPI ou GAPI), que é a medida da radioatividade de uma rocha artificial, que serve de padrão mundial, na qual foi disseminada quantidade conhecida de Urânio, Tório e Potássio ( $K^{40}$ ).

#### Fatores que Afetam as Leituras dos Raios Gama (RG ou GR)

Os folhelhos apresentam alto teor de Potássio, razão pela qual esse perfil é bastante usado na individualização entre os folhelhos e os não folhelhos, ressalvadas as possíveis condições de enriquecimento localizado por outros minerais radioativos (Césio, Polônio etc.). Vários fatores, extra litologia ou radioatividade, podem afetar os resultados apresentados por um perfil de Raios Gama. Entre eles ressaltam-se: o tipo de detector usado, a natureza estatística da radioatividade e o volume de rocha investigada pelo equipamento.

**Cintilômetro** - os Raios Gama produzem centelhas de luz ao atingirem um cristal de Iodeto de Sódio. Essas centelhas são convertidas em pulsos elétricos e amplificados cerca de 1 milhão de vezes por um tubo fotomultiplicador. Como a magnitude de cada pulso é diretamente proporcional à energia do fóton que atingiu o cristal, pode-se com isto identificar se os diferentes tipos de radiação foram provenientes do  $K^{40}$  (1,46 MeV),  $U^{235}$  (1,76 MeV) ou  $Th^{232}$  (2,62 MeV). A vantagem dos cintilômetros está no alto rendimento (50% a 60%), no que resulta um máximo de detalhe e maior precisão das leituras. Além do mais, os cintilômetros podem ser construídos em tamanhos relativamente pequenos, capazes de identificar camadas da ordem de 30 cm de espessura (resolução vertical). Quanto maior o volume do cintilômetro, maior a contagem de fótons e maior a precisão das leituras.

**Variações Estatísticas** - nos primórdios da perfilagem radioativa, houve a necessidade de se introduzir o conceito de Constante de Tempo, que seria o tempo, em segundos, no qual o detector realizava uma média aritmética do número de fótons contados. A seleção entre a constante de tempo e a velocidade de perfilagem deveria corresponder a um critério ótimo de aceitação da qualidade da leitura, estabelecido pelo Instituto Americano de Petróleo (API).

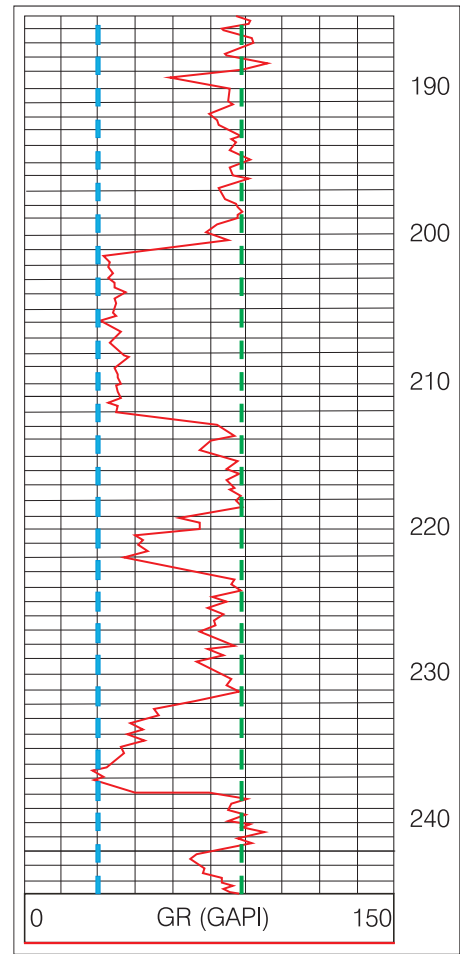
Atualmente, a digitalização dos perfis em tempo real, permite o uso de filtros tipo Gaussiano, de tal sorte que o casamento entre a velocidade e a constante de tempo não são mais determinantes da qualidade do perfil, mas, sim, o tipo de filtro usado. Os perfis de princípio não estatísticos (elétricos, acústicos, etc.) são corridos, geralmente, com velocidades superiores aos radioativos. Todavia, deve prevalecer a menor velocidade dos perfis radioativos quando acoplados aos não radioativos.

**Raio de Investigação ou Volume de Rocha Investigado** - estudos mostram que 90% do valor registrado pela curva dos Raios Gama provém da zona localizada dentro do raio das 6 (seis) primeiras polegadas a partir da parede do poço. O efeito da interposição de material adicional entre o detector e a camada, além da lama e reboco (Efeitos do Poço), tais como cimento e o revestimento, reduz sensivelmente a intensidade da radiação útil para medição, mas não descarta totalmente a possibilidade de interpretação, dada a relatividade entre as litologias predominantes.

**Usos Principais dos Perfis de Raios Gama Convencional** - o perfil de Raios Gama permite distinguir os folhelhos e/ou argilas dos demais tipos litológicos, tanto em poço aberto como em poços revestidos (metálicos ou PVC), o que o torna bastante útil em trabalhos de completação e restauração de poços. Sabendo-se que o perfil de Raios Gama reflete a proporção de folhelho ou argila de uma camada, pode-se utilizá-lo como um indicador do teor de folhelho ou argiliosidade das rochas ( $V_{SHGR}$ ). O **GR** é também usado para detecção e avaliação do teor de minerais radioativos, tais como urânio, tório e evaporitos radioativos, tipo silvita, carnalita etc.

**Cálculo da Argiliosidade com o Raios Gama ( $V_{SHGR}$ )** - pelo fato de ter um caráter litológico, o **GR** é apresentado sempre na primeira faixa à esquerda, em escala crescente da esquerda para a direita, de 0 - 150 GAPI. Eventualmente, quando a radioatividade da área é alta, usa-se de 0 - 300 GAPI. Na figura 6.2.2, é apresentado um perfil de Raios Gama Convencional num poço aberto perfurado na bacia de Tucano, formação São Sebastião, mostrando o cálculo de argiliosidade aos 221 metros. São os seguintes os passos interpretativos, desde que abrangendo uma mesma formação, ambiente deposicional etc.

1. Definição, no intervalo a analisar, da linha de base dos folhelhos (LBF). Esta linha representará o  $GR_{MÁXIMO}$ , ou seja, a média dos valores máximos dos folhelhos, uma vez que a radioatividade é estatística. Evitar possíveis leituras resultantes de mineralizações localizadas, reconhecidas pelo fato de extrapolarem o padrão normal do restante da curva. No exemplo, a LBF  $\approx 87$  GAPI (linha pontilhada verde)



**Figura 6.2.2** - Perfil de Raios Gama Convencional (GR) usado para cálculos quantitativos da argiliosidade ( $V_{SHGR}$ ). O exemplo refere-se a um poço na Bacia do Tucano, formação São Sebastião. Os corpos de folhelho estão à direita e os de areia à esquerda. Observar a constância dos valores dos folhelhos (LBF). O aquífero superior tem uma radioatividade constante, enquanto o inferior tem uma radioatividade crescente para o topo.

2. Escolha de um  $GR_{MÍNIMO}$  de modo a representar a litologia mais limpa observada no intervalo. No exemplo, esta aparece aos 237 m com o valor de 30 GAPI (linha pontilhada azul).
3. Os itens 1 e 2 estabelecem os limites extremos entre os folhelhos (argiliosidade máxima) e as litologias sem argilas (argiliosidade mínima). Deseja-se saber qual é a argiliosidade ( $V_{SHGR}$ ) na profundidade de 221 m, cuja leitura ( $GR_{LIDO}$ ) foi de, aproximadamente, 45 GAPI.
4. O próximo passo é o cálculo do Índice de Radioatividade Linear (IGR):

$$IGR = \frac{GR_{LIDO} - GR_{MÍNIMO}}{GR_{MÁXIMO} - GR_{MÍNIMO}} \quad (6.2.16)$$

$$IGR = 0,263 = 26,3\%$$

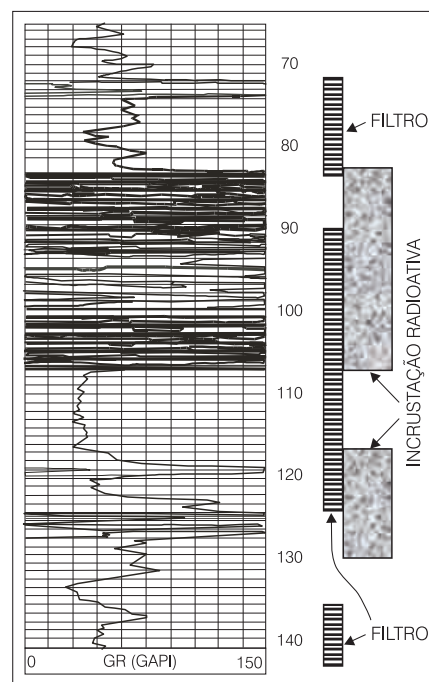
5. Estudos indicam que não existe uma perfeita linearidade entre o  $GR_{LIDO}$  e o IGR, conforme mostra a equação (6.2.16), e apresentam várias equações não lineares para o fato. Em geral, consideram fatores como a idade, consolidação da rocha etc. Uma delas é:

$$V_{SHGR} = \frac{IGR}{A - (A - 1).IGR} \quad (6.2.17)$$

onde a constante **A** tem o valor igual a **3**, quando as rochas são do Terciário, e a **2**, quando as rochas são mais velhas. Como a formação São Sebastião é cretácea, então,  $V_{SHGR} = 0,178$  (17,8%).

**Identificação Depositional das Camadas** - o formato da curva dos Raios Gama é também um dado importante, no que diz respeito ao diagnóstico deposicional das camadas. O perfil da figura 6.2.2, entre 231-238 m apresenta um formato de sino, enquanto que entre 201-213 m tem um formato de barril. Quais as implicações geológicas que se poderia tirar desses fatos? A curva tipo sino indica uma camada de base abrupta gradando para maiores radioatividades em direção ao topo (granodecrescência ascendente) até ser afogada por um corpo argiloso. Este comportamento é típico de depósitos com forma de leques (aluvial, deltáico, submarino etc.). Na curva tipo barril, não há sinal de gradação, quer no topo quer na base, demonstrando granulometria constante (limpa e grosseira), comportamento típico de depósitos preenchendo canais escavados. A curva dos Raios Gama, desde que a radioatividade resulte da presença de argilominerais, além de quantificar a argilosidade das camadas é, também, um ótimo indicador das condições deposicionais.

**Raios Gama em Poços Revestidos** - a indústria do petróleo relata a presença de altíssimas radioatividades em perfis corridos em poços que tenham produzido continuamente durante algum tempo. Em alguns desses poços, onde foram recuperados revestimentos, foi constatada a presença de crostas radioativas aderidas às partes externas dos revestimentos. Tais crostas resultam da liberação dos isótopos do Potássio, Urânio e Tório etc., durante interações entre a água produzida e os argilominerais, provocando tamponamento das aberturas filtrantes e forçando os fluidos a migrarem através do cimento micro ou macro fraturado, em busca de locais de menor pressão. Em poços produtores de água, embora não existam estudos desta natureza, é muito provável que ocorra um processo similar no pré-filtro, provocando idêntica deposição. O perfil de Raios Gama mostrado na figura 6.2.3 é de um poço que inicialmente produzia  $150 \text{ m}^3/\text{h}$ , com  $65 \text{ mg/L}$  de cloretos. Após 75 meses de produção, houve um substancial aumento no teor de cloretos, indo para a ordem de  $1.200 \text{ mg/L}$ . Devido à ocorrência dessa salinização, programou-se uma



**Figura 6.2.3** - Perfil de Raios Gama em poço revestido com PVC, produtor durante seis anos, mostrando incrustações radioativas (Girão Nery *et al*, 2002).

perfilagem geofísica com os perfis de Indução e Raios Gama, com a finalidade de investigar possíveis rotas de migração fluida (invasão marinha?). Lamentavelmente, não foi realizada uma perfilagem antecedendo a completação do poço (a poço aberto), de modo que não se pôde analisar melhor o fato, todavia, as altíssimas radioatividades estão completamente fora de um padrão deposicional normal, levando-se a acreditar que trata-se de anomalias provocadas pelo tamponamento dos intervalos filtrantes e conseqüentes incrustações radioativas.

## 6.2.12 Potencial Espontâneo (SP)

O estudo deste perfil pode ser abordado tanto sob o ponto de vista da termodinâmica como da eletricidade, uma vez que ele resulta da difusão natural de cargas elétricas devido à presença de distintos fluidos eletrolíticos dentro das camadas porosas.

### Potenciais Elétricos Naturais em um Poço

A necessidade da lama, durante a perfuração de um poço, é uma exigência natural, tendo como objetivos, entre outros, a preservação das seções não consolidadas, lubrificação da coluna de perfuração e permitir o transporte de um suficiente suprimento de amostras de calha (maiores detalhes no capítulo 6.1, Projeto e Construção de Poços). Todavia, a coluna de lama exerce uma pressão hidrostática sobre as camadas porosas e provoca uma filtração forçada pela dissociação de seus elementos líquidos e sólidos.

Essa filtração arrasta cargas iônicas para dentro das camadas, dando origem a um potencial eletrocinético ( $E_k$ ). Considerando-se os pequenos raios de invasão envolvidos na maioria dos poços para a água, este potencial é desprezível.

Sendo a lama feita a partir de uma solução iônica (água de rios, de poços vizinhos etc.), portanto, condutora da corrente elétrica, o seu filtrado também o será. O contato físico do filtrado com a água dos aquíferos, resulta em um potencial (queda ohmica = produto da corrente pela resistência) denominado de **potencial eletroquímico de junção líquida ( $E_j$ )**.

O  $E_j$  é uma função da difusão das cargas elétricas (ânions e cátions), na zona de contato entre duas soluções de concentrações iônicas distintas, e ocorrerá sempre que as mobilidades (velocidade de migração) das cargas negativas forem diferentes das cargas positivas (os íons difundem-se do meio de maior para o de menor concentração ou, em outras palavras, do maior potencial de carga para o menor).

Verifica-se, na termodinâmica, que soluções de sais monovalentes (NaCl) desenvolvem um potencial de junção, em milivolts, igual a:

$$E_j = - \left( \frac{v-u}{v+u} \right) \cdot \left( \frac{R.T}{n.F} \right) \cdot \ln \left( \frac{a_1}{a_2} \right) \quad (6.2.18)$$

onde, **R** é a constante dos gases (8,314 Joules), **T** a temperatura absoluta, **n** a valência dos íons envolvidos no processo, **F** o Faraday (número de Avogadro vezes a carga do elétron, ou, 96.540 Coulomb), **v** a mobilidade do Cloro, **u** a mobilidade do Sódio, **ln** base logarítmica natural e **a<sub>1</sub>** e **a<sub>2</sub>** as atividades das soluções, respectivamente, antes e após a difusão.

Atividade é a capacidade de movimentação de cargas iônicas de uma dada solução. Ela depende, fundamentalmente, da relação entre as concentrações do soluto e do solvente. Uma solução concentrada é, teoricamente, mais ativa do que uma diluída.

Em uma solução pura de NaCl, o cloro negativo tem uma mobilidade  $v = 7,91 \cdot 10^{-4}$  cm/s/volt e transporta cerca de 60% das cargas existentes na solução. O sódio positivo, por sua vez, tem  $u = 5,19 \cdot 10^{-4}$  cm/s/volt e transporta os 40% restantes das cargas disponíveis. Em outras palavras, o Cl<sup>-</sup> é 1,5 vezes mais veloz, ou mais ativo, que o Na<sup>+</sup>.

Ocorrendo a presença de interlaminações ou disseminações de argilominerais nos poros dos aquíferos, de modo que os íons tenham que se movimentar através deles, fenômenos elétricos adicionais devem ser levados em consideração.

Para se compreender esses fenômenos adicionais deve-se, em primeiro lugar, lembrar que um folhelho é um tipo de rocha que mineralogicamente está composto por cerca de 60% de argilominerais e 40% de outros minerais, que foram sedimentados juntamente com os argilominerais, com as mesmas dimensões que

aqueles. Em segundo lugar, deve-se entender a razão pela qual os argilominerais comportam-se como uma membrana seletiva para as cargas elétricas.

As células cristalinas unitárias dos argilominerais apresentam, estruturalmente, uma carga periférica negativa devido à quebra mecânica ou à substituição isomórfica que ocorre, naturalmente, durante a cristalização. Quando os folhelhos são imersos na água, os argilominerais não se dissolvem, ficam em suspensão coloidal. Parte dos cátions estruturais permanece ionizada e solubilizada, passeando livremente na água intersticial, enquanto que outra parte fica presa eletrostaticamente às superfícies dos argilominerais, capeando-a adsorvivamente. Portanto, os argilominerais são corpos elétricos carregados positivamente em suas faces mais externas em contato com o meio aquoso, dando origem ao excesso de condutividade das rochas arenoargilosas.

Separando-se duas soluções de distintas concentrações por uma camada de folhelho, verifica-se que a livre movimentação dos cátions de uma solução para a outra sofre uma repulsão devido à presença das cargas positivas adsorvidas, enquanto que os ânions atravessam o folhelho, do lado concentrado para o diluído. Esse fenômeno dá origem a um novo tipo de potencial denominado **Potencial Eletroquímico de Membrana ( $E_m$ )**. Cada tipo de folhelho tem um potencial de membrana diferente, a depender da sua composição, do tipo e percentual dos argilominerais e de suas respectivas capacidades de troca catiônica (CEC - **C**ation **E**xchange **C**apacity) com o meio. Folhelhos onde predominam as illitas e esmectitas têm um potencial de membrana superior aos folhelhos com caulinitas ou cloritas.

O termo **CEC** define uma reação reversível na qual os cátions de um argilomineral hidratado podem ser substituídos, na base de equivalente por equivalente, por outros cátions de carga similar, sem que cause perda na estrutura cristalina do mineral. Estes cátions não ocupam um lugar específico. Alguns localizam-se em um plano paralelo à superfície do folhelho (plano de Helmholtz) e outros, dentro de uma zona de difusão que se estende além desse plano, em direção ao centro do poro, onde a solução tem sua composição e concentração original. Na equação (6.2.18), a presença de um folhelho inibidor da livre movimentação dos cátions, faz **u** tender a zero, enquanto que **v** permanece com um valor finito. Como consequência:

$$E_m = - \left( \frac{R.T}{n.F} \right) \cdot \ln \left( \frac{a_1}{a_2} \right) \quad (6.2.19)$$

Esse potencial extra, provocado pela passagem dos cátions através dos folhelhos, aumenta a capacidade de transferência de cargas dos mesmos, em cerca de 5 vezes aquela que seria observada caso se tivesse somente o potencial de junção de líquido ( $E_j$ ). Sendo o folhelho uma membrana seletiva perfeita, nenhuma carga negativa o atravessará.



## A Medida do SP em um Poço

Conforme antecipado, o **SP** pode ser estudado sob dois pontos de vista relativamente distintos: o **termodinâmico**, que leva em consideração cargas em difusão, originando correntes elétricas sensíveis, e o **elétrico**, que leva em consideração as variações de correntes e potenciais, provocadas pelos deslocamentos dessas cargas. As equações (6.2.18) e (6.2.19) demonstram o funcionamento do SP termodinâmico.

### O SP Elétrico

O máximo potencial que se desenvolve no circuito em série, **lama/rocha/folhelho/lama**, é denominado de **Potencial Espontâneo Estático**, ou **SSP**, e corresponde a:

$$SSP = E_m + E_j \quad (6.2.20)$$

Devido aos baixos valores das pressões hidrostáticas envolvidas, pode-se desprezar o  $E_k$ , na pesquisa de água subterrânea. Entretanto, como ocorre um fluxo iônico entre a lama e o aquífero (resultante da invasão), entre o aquífero e o folhelho (resultante da troca de cátions) e entre este e a lama novamente, fechando um circuito em série, ocorrerá uma queda ôhmica em cada um dos elementos do circuito. O registro do total dessa queda ôhmica (SSP) é impossível de ser realizado em um poço, devido à natureza da pesquisa, já que um dos eletrodos está localizado dentro do poço, deslocando-se a uma velocidade constante, e o outro, de referência, na superfície e mantido sob um potencial constante, dentro da própria lama. Assim, o sinal do perfil **SP** reduz-se à expressão abaixo (figura 6.2.4):

$$SSP = (E_m + E_j) = i(r_m + r_{xo} + r_o + r_{sh}) \quad (6.2.21)$$

onde,  $r_m$ ,  $r_{xo}$ ,  $r_o$  e  $r_{sh}$ , correspondem, respectivamente, às resistências da lama, da zonas lavada e virgem e da camada do folhelho adjacente,  $i$  é a corrente que se desenvolve devido às diferenças de concentração entre soluções.

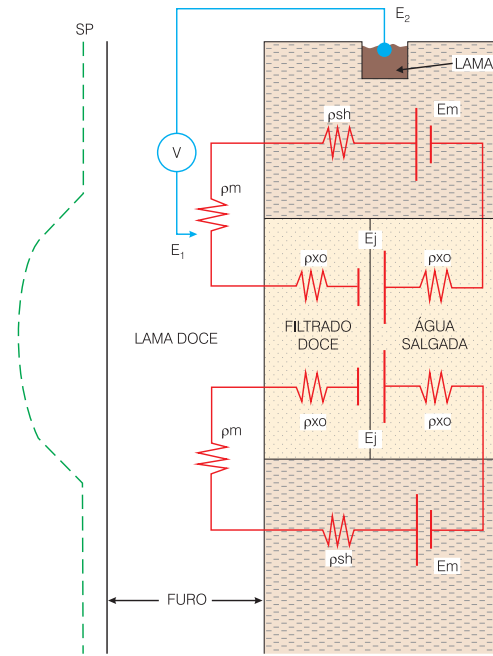
Observando-se a figura 6.2.4, o que o equipamento mede, na realidade, é o potencial entre o eletrodo dentro do poço e o eletrodo da superfície, ou seja, a queda ôhmica ocorrida na lama, denominada de **SP**, ou seja:

$$SP = i \cdot r_m \quad (6.2.22)$$

Relacionando-se as equações (6.2.21) e (6.2.22), obtém-se:

$$SP = \frac{SSP}{1 + \left( \frac{r_{xo} + r_o + r_{sh}}{r_m} \right)} \quad (6.2.23)$$

Pode-se concluir que a curva do **SP**, tal como registrada nos perfis, nada mais é do que uma fração



**Figura 6.2.4** - Princípio do perfil **SP**. A mobilidade do  $Cl^-$  é maior que a do  $Na^+$ , de modo que a curva toma um aspecto negativo (à esquerda) em relação à Linha Base dos Folhelhos, ver equação 6.2.25 (adaptado de Hallenborg, 1983).

do todo **SSP**, porquanto os eletrodos imersos na lama medem apenas o diferencial de um potencial que se desenvolve dentro do poço e não dentro das camadas.

### O SP Termodinâmico

É bastante difícil medir-se eletricamente o circuito total do **SSP**, porém, é relativamente fácil medir-se a sua fração **SP** que ocorre dentro do poço. Segundo ilustra a figura 6.2.4, para tanto bastaria um eletrodo ( $E_1$ ) dentro do poço e um outro ( $E_2$ ) na superfície, dentro da lama. Devido a esta dificuldade operacional, a técnica de perfilagem optou pelo desenvolvimento interpretativo do **SP**, de acordo com as equações da termodinâmica (6.2.18) e (6.2.19), simplificadas em:

$$SSP = E_m + E_j = -K_{SP} \cdot \log \left( \frac{a_w}{a_{mf}} \right) \quad (6.2.24)$$

onde,  $K_{SP}$  é uma constante dependente da temperatura da camada e que engloba os demais elementos das duas equações, inclusive transformação do logaritmo natural para decimal ( $K_{SP} = (65 + 0,24)$  vezes a temperatura da camada em  $^{\circ}C$  ou  $K_{SP} = (61 + 0,133)$  vezes a temperatura da camada em  $^{\circ}F$ ).

Experimentos mostram que soluções apresentando salinidades menores que 50.000 ppm de NaCl ( $\rho_w$  maiores que 0,1 Ohm.m@25 $^{\circ}C$ ), têm suas atividades químicas inversamente proporcionais às suas resistividades. A equação (6.2.24) pode então ser reescrita como:

$$SSP = -K \log \left( \frac{\rho_{mf}}{\rho_w} \right) \quad (6.2.25)$$

onde  $\rho_{mf}$  é a resistividade do filtrado à temperatura da profundidade estudada e **SSP** é o valor máximo da deflexão da curva. Por valor máximo de deflexão subtende-se que seja a diferença entre a máxima e a mínima leitura, na profundidade desejada, a exemplo do procedimento usado na escolha dos  $GR_{MÁXIMO}$  e  $GR_{MÍNIMO}$  do perfil de Raios Gama.

Sendo o filtrado e a água da formação constituído, predominantemente, de NaCl, dentro do limite acima explicitado, a equação (6.2.25) deve ser usada para determinar  $\rho_w$ . Caso o filtrado e a água da formação tenham sais bivalentes predominando (caso das águas superficiais ricas em  $Ca^{+2}$ ,  $Mg^{+2}$  e  $SO^{+2}$ ), a relação entre as atividades e as resistividades torna-se complexa. Nestas situações, de acordo com estudos teóricos e experimentais de Gondouin *et al.* (1957), a equação (6.2.25) deve ser modificada para:

$$SSP = -K \log \left( \frac{\left\{ a_{Na^+} + \sqrt{a_{Ca^{+2}} + a_{Mg^{+2}}} \right\}_w}{\left\{ a_{Na^+} + \sqrt{a_{Ca^{+2}} + a_{Mg^{+2}}} \right\}_{mf}} \right) \quad (6.2.26)$$

onde  $a_{Ca^{+2}}$ ,  $a_{Mg^{+2}}$  e  $a_{Na^+}$  representam as atividades correspondentes a cada tipo de cátion nas soluções: água de formação (w) e filtrado (mf).

Encontram-se, na bibliografia, figuras ou tabelas que estabelecem fatores multiplicadores (denominados de fatores de Dunlap), para a conversão dos principais íons em concentrações equivalentes a soluções de NaCl (Dunlap & Hawthorne, 1951). Cabe aos hidrogeólogos a responsabilidade da pesquisa em cada bacia ou ambiente. O grande problema da equação (6.2.26) reside no fato de que inexistem, até o momento, bibliografia que relacione as atividades dos cátions bivalentes com resistividades, a exemplo do que existe para o NaCl.

É conveniente lembrar que em uma solução, todos os sais dissolvidos e/ou ionizados, sem exceção, participam da condução da corrente iônica. Daí dizer-se, em geral, que a medição laboratorial da resistividade (ou da condutividade) é um dado mais realista, completo e significativo do que qualquer análise hidroquímica (considerando-se que elas jamais analisam todos os tipos de íons presentes, mas somente os essenciais e eventuais oligoelementos). Por outro lado, os resistivímetros contabilizam a condução efetuada por todo e qualquer tipo de íon, por menor que seja a sua efetiva contribuição na solução, o que não é levado em consideração na equação (6.2.26).

## Efeitos Ambientais sobre a Curva do Potencial Espontâneo

Conforme a equação (6.2.20), o **SSP** é um fenômeno elétrico que ocorre defronte a uma camada porosa, ocasionado pela soma dos potenciais  $E_m$  e  $E_j$  (e, eventualmente, o  $E_k$ ). Por sua vez, o **SP**, conforme lido e registrado no perfil em milivolts, é apenas uma fração do **SSP** (equação 6.2.23). Pelo que nela se observa, o **SP** (ou a curva registrada no perfil) somente será igual ao **SSP**, quando o termo entre parênteses, no denominador, for igual zero. Isto será realidade apenas nos casos de elevados valores das áreas transversais à trajetória das correntes do **SP**, isto é, quando as camadas permeáveis forem bastante espessas. A praticidade da equação (6.2.23), desenvolvida a partir da teoria elétrica do **SP**, fica prejudicada pelo fato de envolver trajetórias e áreas transversais, elementos difíceis de se estabelecer com o uso dos perfis. Por este motivo, a curva do **SP** é muito mais interpretada sob o ponto de vista da teoria termodinâmica (equações 6.2.18, 6.2.19, 6.2.24, 6.2.25 e 6.2.26) do que da teoria elétrica (equações 6.2.20, 6.2.21, 6.2.22 e 6.2.23).

## Qualidade da Curva do SP

Defronte a folhelhos ou rochas impermeáveis (onde não ocorre invasão do filtrado, nem difusão de sais), a curva do **SP** mostra uma tendência quase retilínea sendo, por isso mesmo, denominada de linha base dos folhelhos (LBF). Defronte a camadas permeáveis (onde ocorre invasão do filtrado), a curva do **SP** apresenta deflexões para a direita (convencionadas de positivas), quando o filtrado for mais salgado do que a água intersticial e para a esquerda (convencionadas de negativas), quando a água intersticial for mais salgada que o filtrado (ver equação 6.2.25). O sinal do **SP** é, portanto, uma função do contraste das atividades ou resistividades entre a água da formação e o filtrado da lama.

Havendo, portanto, igualdade de salinidade entre o filtrado e a água da formação, não haverá qualquer deflexão ( $\log \{ \rho_{mf} / \rho_w \} = 0$ ). Quer dizer, tanto uma rocha impermeável como uma rocha permeável, desde que contendo água intersticial de mesma ordem de salinidade que a do filtrado da lama, podem mostrar uma mesma linha base, como se fossem folhelho. Isto pode gerar inconsistências em interpretações, que poderão computar uma espessura maior que a real para uma camada de folhelho, descartando possíveis aquíferos. Dúvidas de interpretação são tiradas com um maior número de perfis possíveis. Jamais deve-se usar uma só curva e conclusões intempestivas.

Sendo o **SP** o resultado da circulação de uma corrente contínua e bastante fraca (da ordem de milivolts), ele poderá ser perturbado ou influenciado por correntes espúrias (ruídos), que ocorram na vizinhança do poço, induzidas por fontes naturais e/ou artificiais. Alguns desses ruídos têm origem nos atritos do cabo

com revestimentos ou peças metálicas (próximos ou dentro do próprio poço), nas redes de alta tensão, nas tempestades magnéticas, na movimentação de fluidos dentro do poço (poço em produção), nas transmissões de rádio etc. Os equipamentos para a perfilagem em poços de petróleo, usados atualmente na pesquisa de água subterrânea, estão munidos de filtros que minimizam (mas não eliminam) os citados ruídos.

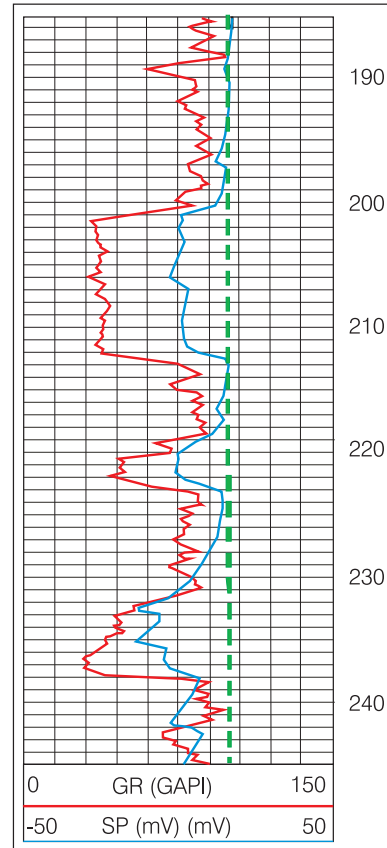
### Exemplo do SP em Águas com Predominância de NaCl

A figura 6.2.5 mostra uma curva de **SP**. Esta curva é também apresentada na primeira faixa (faixa das litologias). O perfil usado é o mesmo da figura 6.2.2. O **GR** é a linha cheia e o **SP**, a pontilhada, na escala absoluta de - 50 a + 50 mV. Reparar a excelente correlação entre ambas as curvas. Os aquíferos defletem, tanto no **SP** como no **RG**, para a esquerda e os folhelhos para a direita. A exemplo do perfil de Raios Gama, o folhelho é a base teórica da interpretação, desde que o intervalo a analisar corresponda a uma mesma formação, ambiente deposicional etc.

A interpretação deve ser iniciada definindo-se a linha de base dos folhelhos (**LBF**) no intervalo a analisar. Esta linha deve tangenciar os folhelhos, uma vez que o **SP** não é estatístico. A **LBF** poderá variar de acordo com o potencial de membrana ( $E_m$ ) de cada tipo de folhelho.

No presente poço, a **LBF** é da ordem de +17 milivolts (linha pontilhada em vermelho). Estando os arenitos à esquerda da **LBF**, significa dizer que o maior potencial de cargas negativas está na água da formação ( $\rho_w$ ), mais salgada, e não no filtrado da lama ( $\rho_{mf}$ ), mais doce. Assim, ao se olhar rapidamente a equação (6.2.25), verifica-se que para a obtenção de um **SP** negativo,  $\rho_{mf}$  tem que ser maior que  $\rho_w$  ou em outras palavras, o filtrado da lama tem que ser mais doce que a água da formação. Após estas considerações iniciais, apresentando como a curva deve ser analisada qualitativamente, deseja-se saber qual a salinidade da água do arenito localizado entre 200 e 213 metros. Os seguintes passos interpretativos devem ser seguidos:

1. Definição da **LBF** ( $LBF = 17 \text{ mV}$ );
2. Escolha da camada para determinação de  $\rho_w$  dentro das condições teóricas (espessura maior que 5 metros, saturada 100% com água etc.);
3. Leitura da deflexão do **SP** em um ponto qualquer da camada (para 205 m,  $SSP = 0 \text{ mV}$ );
4. Cálculo da deflexão total do **SP** entre a **LBF** e a camada desejada ( $0 - 17 = -17 \text{ mV}$ , negativo por estar à esquerda da **LBF**);
5. Leitura, no cabeçalho do perfil, do valor de  $\rho_{mf}$  e sua respectiva temperatura (no caso analisado,  $\rho_{mf} = 11 \text{ Ohm.m@30 }^\circ\text{C}$ );
6. Cálculo da temperatura da camada escolhida:  $FT = \text{Profundidade} \times \text{Gradiente Geotérmico} +$



**Figura 6.2.5** - Poço mostrando curvas de **RG** (linha cheia) e **SP** (linha pontilhada). Foram colocados filtros nos três aquíferos. A água recuperada apresentou uma condutividade de  $1.271 \mu\text{S/cm}$  correspondendo a  $\rho_w(\text{LAB}) = 7,87 \text{ Ohm.m@25}^\circ\text{C}$ , na mesma ordem de grandeza que o  $\rho_w(\text{SP}) = 7,17 \text{ Ohm.m@25}^\circ\text{C}$ .

Temperatura da Superfície ( $205 \text{ m} \times (1 \text{ m} / 30^\circ\text{C} + 30^\circ\text{C}) = 36,8^\circ\text{C}$ );

7. Cálculo da constante da equação:  $K = 65 + 0,24 \times 36,8 = 73,83$ ;
8. Cálculo de  $\rho_{mf}$  à Temperatura da Formação ( $\rho_{mf@FT}$ ), usando a equação (6.2.6) ( $\rho_{mf} = 9,72 \text{ Ohm.m@36,8}^\circ\text{C}$ , i.e., @ 205 m);
9. Determinação de  $\rho_w$ , a partir de um rearranjo na equação (6.2.25):

$$\rho_w = \frac{\rho_{mf@FT}}{10^{-\left(\frac{SSP}{K}\right)}} \quad (6.2.27)$$

10. A equação (6.2.6) converte o valor de  $\rho_w$  calculado à **FT** para a temperatura de  $25^\circ\text{C}$  (padrão dos laboratórios). Logo,  $\rho_w = 7,17 \text{ Ohm.m@25 }^\circ\text{C}$ ;
11. Para finalizar o problema, usar a equação (6.2.5) e converter a  $\rho_w$  em salinidade da camada ( $Sal_w = 676 \text{ ppm}$  equivalentes a NaCl);
12. Como a  $\rho_w$  foi determinada usando-se o perfil do **SP**, para identificar o método, convencionou-se denominar de  $\rho_w(\text{SP})$

## Interpretação do SP - Águas Bivalentes

Para contornar o problema que ocorre entre as soluções sódicas e as cálcicas, magnesianas e bicarbonatadas, Gondouin *et al.* (*op.cit.*) desenvolveram a equação (6.2.26). Eles afirmam que o filtrado deve ser considerado como sendo de NaCl. Entretanto, é bom lembrar que na pesquisa da água doce usa-se na lama, com bastante frequência, águas de mananciais de superfície ou, então, de poços vizinhos, águas portanto, ricas em sais divalentes e bicarbonatos. Por outro lado, o autor jamais viu uma só análise hidroquímica de amostras de filtrado na indústria do petróleo, a não ser na sua tese sobre filtração osmótica das argilas e folhelhos (Girão Nery, 1989). Operacionalmente, o que se faz, durante toda e qualquer perfilagem, é apenas medir a resistividade da lama e do filtrado e determinar a sua salinidade como se fosse uma solução pura de NaCl.

Uma outra maneira, mais específica, de se contornar o problema foi realizada por Lima & Girão Nery (1999), usando análises hidroquímicas de amostras de água de 10 poços perfurados na Formação São Sebastião (Centro Industrial de Aratu), que apresentaram, além de sódio e potássio, quantidades expressivas de cálcio e magnésio. Os autores definiram uma relação empírica entre atividade total e resistividade elétrica válida para as águas dessa formação. Estudaram, também, as águas usadas no preparo de lamas e verificaram que elas eram, normalmente, feitas com argilas bentoníticas ricas em sódio e possuíam características químicas comparáveis às das águas subterrâneas. Dada a elevada capacidade de troca catiônica das bentonitas, o fluido filtrado da lama tendia a comportar-se como uma solução de cloreto de sódio. Com isso, para as condições experimentais na região, as águas do aquífero São Sebastião, tomariam a forma:

$$SSP = -K \log \left( \frac{\rho_{mf}}{\rho_w(SS)} \right) \quad (6.2.28)$$

sendo,

$$\rho_w(SS) = 1,465 \cdot \rho_w(SP)^{0,346} \quad (6.2.29)$$

Tais resultados mostram que se não for feita uma distinção clara entre  $\rho_w(SS)$  (resistividade da água do São Sebastião) e  $\rho_w(SP)$ , as estimativas baseadas nesta última podem levar a resistividades fictícias bem maiores que as resistividades verdadeiras das águas, que se expressam eletricamente como mais diluídas do que realmente são.

## Outros Usos da Curva do SP

Usa-se também o **SP** para cálculos da argilosidade (VSHSP), admitindo-se a linearidade da resposta como sendo resultado somente da argilosidade. Todavia, tendo em vista que o **SP** representa a diferença de salinidade entre a lama e as águas intersticiais, de

certa forma relacionada com a permeabilidade (iônica e não fluida), não é aconselhável o uso do **VSHSP**. Não é somente a argilosidade que condiciona a curva do **SP**. Vários fatores, já citados, exercem influência no **SP**, muito embora ela esteja parcialmente relacionada com a argilosidade.

## 6.2.13 Elétricos Convencionais (ES)

A Condutividade Elétrica de um material é definida pela lei experimental de Ohm e, em meios anisotrópicos, ela varia de acordo com a direção da medição. O número de eletrodos e o modo de arranjá-los na sonda define dois sistemas de perfilagem elétrica convencionais.

### Sistema Monoeletrodo

Mede a resistência à passagem da corrente elétrica através de um pacote de rocha localizado entre um eletrodo A (emissor), que se desloca no poço, e um outro estacionário B (receptor), dentro da lama, na superfície do terreno. Acoplados em série com os eletrodos, estão um gerador e um voltímetro. Uma corrente alternada, constante, é enviada pelo cabo até o eletrodo emissor, espalha-se através das rochas e retorna ao eletrodo receptor na superfície para fechar o circuito. Devido ao uso de corrente constante, a variação do potencial observada no receptor é diretamente proporcional à resistência do material entre o emissor e o receptor.

Guyod (1944, 1945), demonstrou que a medida efetuada pelos mono-eletrodos depende de três resistências em série: (a) as resistências dos materiais que compõem o semi-hemisfério do eletrodo A; (b) a resistência da lama e rochas que circundam o eletrodo A (até a distância 10 vezes o seu diâmetro); e (c) a resistência das rochas localizadas entre a distância 10 vezes o diâmetro do eletrodo A e o semi-hemisfério do eletrodo B.

Teoricamente, são perfis de resistência elétrica ou resistividade aparente. Devido ao pequeno diâmetro dos eletrodos, sua investigação radial (10 vezes seu diâmetro) torna-se bastante influenciada pelo volume de lama. Em locais desmorrados, cavernas ou fraturas, os mono-eletrodos registram a resistência da lama e não a resistência das camadas. Caso no intervalo perfilado a resistência da rocha seja maior que a resistência da lama, apenas uma pequena parte da corrente fluirá pelas rochas. O restante permanecerá circulando dentro do poço, que é o meio mais condutivo.

### Sistemas Multieletrodos

São ferramentas com dois eletrodos emissores (A e B) e dois receptores (M e N). Medem um potencial (V) ou uma diferença de potencial ( $\Delta V$ ) entre M e N, a depender da configuração dos quatro eletrodos.

Existem dois sistemas multieletródos usados no perfil Elétrico Convencional (ES): o **Normal** e o **Lateral**. Dispondo-se os eletrodos de forma linear, para um melhor entendimento de como ambos os sistemas funcionam, tem-se: A (emissor) – M (medidor) – N (medidor) – B (receptor).

O Sistema Normal é, na realidade, um bieletrodo, uma vez que o eletrodo de retorno (B) e o de medição (N) ficam posicionados a uma grande distância de A e M (próximos ou na superfície). Medem, portanto, o potencial que ocorre entre M e N, teoricamente no infinito. Este sistema está subdividido em Normal Curto (distância AM igual a 16 polegadas) e Normal Longo (AM igual a 64 polegadas).

No sistema Lateral, os quatro eletrodos (A, B, M e N) estão posicionados na própria sonda dentro do poço, sendo que a distância entre o eletrodo A e o ponto médio entre M e N, é de 18 pés e 8 polegadas (5,7 m). Desta forma, é medido, portanto, o diferencial de potencial entre M e N.

Como o meio investigado não é eletricamente homogêneo, nem uniforme (lama + rocha), a diferença ou o potencial entre os eletrodos M e N, em qualquer um dos dois sistemas, dependerá das resistências radialmente dispostas em série dos diversos materiais entre os eletrodos. Isto é, lama + reboco + zona invadida + zona virgem + rochas sobre e/ou sotopostas.

Em laboratórios, mede-se a resistividade de um cilindro de rocha aplicando-se a equação  $\rho_o = K \cdot (E/i)$ , onde **K** é uma **constante geométrica** que depende do formato do corpo analisado (A/L). É importante lembrar que nestes experimentos o testemunho fica envolto por um material isolante (geralmente o ar), permanecendo as linhas de corrente totalmente confinadas à geometria da amostra.

Em um poço, muito embora o arranjo dos eletrodos seja o mesmo usado nos laboratórios (e na eletroresistividade de superfície), as linhas de corrente não ficam igualmente confinadas ao cilindro da amostra, mas, sim, dentro do conjunto infinito que a envolve (lama/rocha). Desta forma, o fator geométrico **K** não mais será dado pela razão **A/L**. O efeito combinado da nova, e indefinida, constante geométrica (**G**) e das propriedades distorsivas da coluna de lama do poço, resulta em uma resistividade aparente  $\rho_a = G \cdot (E/i)$ .

Para cada arranjo entre os eletrodos de medição e de corrente e suas respectivas distâncias, haverá sempre um valor numérico diferente para **G**. Todavia, não importa qual seja ele, o que importa é que todas as companhias de perfilagem deverão registrar, em um mesmo poço, idênticos valores de  $\rho_a$ . A Resistividade aparente ( $\rho_a$ ) medida pela Normal Curta recebe o nome de  $\rho_{16}$ ,  $\rho_{SN}$  ou SN, a medida pela Normal Longa, de  $\rho_{64}$ ,  $\rho_{NL}$  ou NL e a medida pela Lateral, de  $\rho_{18,8}$  ou  $\rho_{Lat}$ .

## Limitações dos Perfis Elétricos Convencionais

O principal problema enfrentado pelos usuários destes perfis é o provocado pela distorção do campo elétrico devido às diferenças entre as resistividades da lama e filtrado e a rocha. Esta distorção influencia a leitura final da resistividade aparente ( $\rho_a$ ) afastando-a cada vez mais dos valores desejados para cálculos petrofísicos quantitativos ( $\rho_o$ ). Quanto maior for o afastamento entre os eletrodos de potencial, maior será a penetração lateral de investigação, razão pela qual os perfis elétricos convencionais foram montados com distintos espaçamentos entre esses eletrodos, no intuito de pesquisarem lateralmente as camadas em penetrações distintas.

Teoricamente, a Normal Curta tem uma resolução horizontal da ordem de 16 polegadas (0,4064 m), a partir do eixo da ferramenta, e uma resolução vertical de 2 vezes 16 polegadas. A Normal Longa tem uma resolução horizontal de 64" (1,6256 m) e vertical de 2 vezes 64 polegadas. Finalmente, a Lateral, tem uma resolução horizontal de 18 pés e 8" (5,6896 m) e resolução vertical de 2 vezes 18 pés e 8 polegadas. Compreende-se que para os três arranjos detectarem um mesmo aquífero, este deverá ter, no mínimo, o dobro de 18 pés e 8 polegadas de espessura, isto é, aproximadamente 12 metros. Camadas mais finas que 12 metros receberão influências das rochas sobre e sotopostas, principalmente na  $\rho_{Lat}$ .

## Principais Usos dos Perfis Elétricos Convencionais

As curvas do perfil elétrico convencional devem ser usadas, preferencialmente, para correlações geológicas. Quando ocorrerem camadas espessas, deve-se dar a preferência à Lateral (18'8") para a investigação da zona virgem. Resguarde-se, entretanto, a possível falta de homogeneidade do meio em que estes perfis forem corridos e os problemas distorsivos sobre as linhas de corrente, fazendo com que as equações pré-estabelecidas para volumes esféricos, compostos de materiais homogêneos e isotrópicos, calculem valores irrealis.

## Exemplo de Perfil Elétrico Convencional

Na figura 6.2.6, é apresentado um exemplo de um perfil elétrico convencional. As curvas de resistividade são mostradas na segunda e terceira faixas, em escala linear, crescendo da esquerda para a direita, nas escalas de 0 a 20 Ohm.m. Quando a resistividade ultrapassa os 20 Ohm.m, aparece uma curva reserva (*back up*), mais espessa e em escala multiplicada por 10 (0 a 200 Ohm.m). Nos perfis atuais de resistividade, para evitar a apresentação dos altos valores por meio das curvas de *back up*, foi adotada a escala logarítmica. O **SP** é

registrado na primeira faixa, em escala relativa de  $x$  milivolts por cada divisão vertical (apresentação anterior ao advento dos computadores nas unidades).

Muitos campos de petróleo foram descobertos com este tipo de perfil, até mesmo após a chegada, em 1947, das primeiras ferramentas de princípio indutivo. O **ES** registra três curvas de diferentes profundidades de penetração (ou de diferentes resoluções radiais), muito embora também com diferentes resoluções verticais (investiga espessuras distintas), espera-se que todas elas consigam mapear o comportamento das resistividades à proporção em que se avança o perfil.

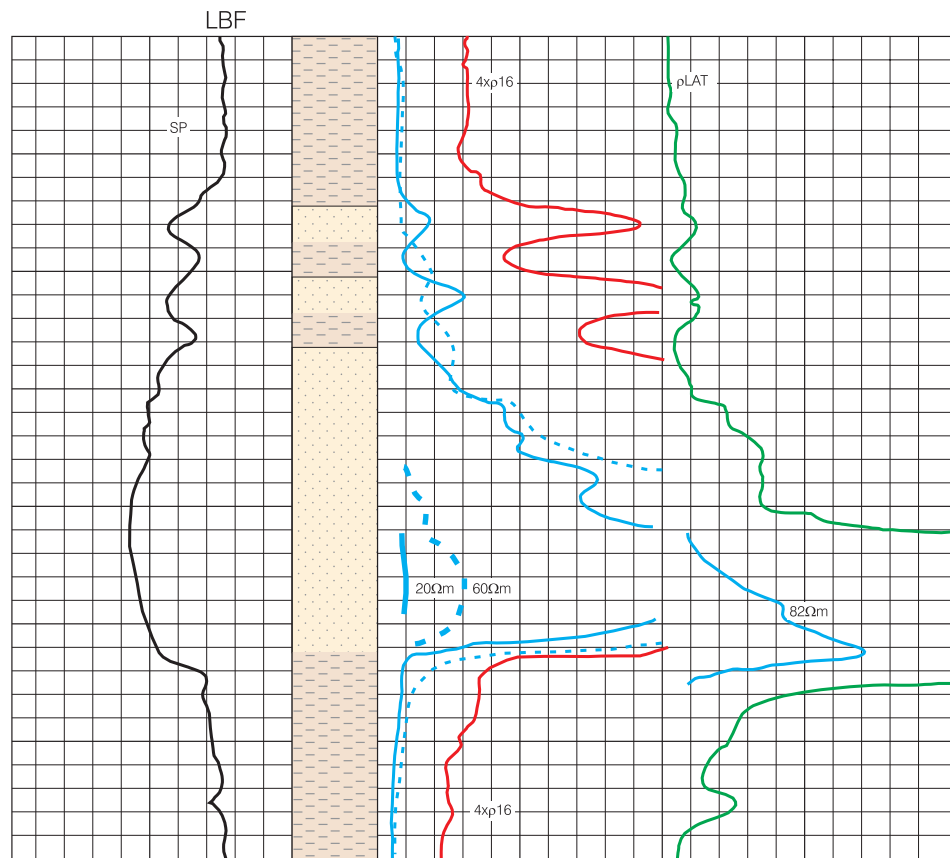
Devido aos diferentes espaçamentos entre os eletrodos e o fato da camada ser mais espessa que a investigação vertical da  $\rho_{Lat}$  (cada quadrinho de profundidade tem 1 m de espessura), pode-se ler, um pouco abaixo da metade do arenito, as resistividades representativas da zona lavada (20 Ohm.m), da zona invadida (60 Ohm.m) e da zona virgem (82 Ohm.m). Isto é, na medida em que aumenta a penetração lateral de investigação, são medidas resistividades sucessivamente maiores. Este comportamento de curvas admite a interpretação de uma camada portadora de hidrocarbonetos e água intersticial salgada ( $S_w < 1$ ), tendo sido invadida por um filtrado de água bem mais doce (ver o SP negativo em relação à LBF). Para que a figura 6.2.6 representasse uma camada portadora de água mais doce que o filtrado da lama, o **SP** teria que ser positivo, em relação a **LBF** e de acordo com a equação (6.2.25). O teste de formação

realizado para a avaliação do intervalo mostrado na figura indicou uma produção de cerca de mil barris de petróleo por dia. Na indústria da água, o perfil elétrico convencional (ES) ainda é bastante usado e com ferramentas de diâmetro da ordem de 2 polegadas, sofrendo, por isso, a grande influência do ambiente (volume da lama etc.), sendo recomendados, portanto, para estudos qualitativos e não quantitativos.

### 6.2.14 Indução

Os perfis elétricos convencionais ( $\rho_{16}$ ,  $\rho_{64}$  e  $\rho_{18,8}$ ) necessitam de um meio condutivo (lama) para proporcionar o acoplamento elétrico entre os eletrodos e as rochas. Assim, tais perfis não devem ser usados em poços perfurados com lama muito condutiva (salmouras, quando os eletrodos entram em curto circuito) ou com lama isolante (base de óleo ou água muito doce, quando as correntes não penetram nas rochas). Além do mais, o campo elétrico sofre distorções, na dependência do contraste entre as resistividades da lama e das rochas. Para solucionar este tipo de problema, foi introduzido o **Perfil de Indução**, cujo princípio físico tem por base o acoplamento indutivo entre bobinas e rochas. Pelo fato de o campo eletromagnético não ser distorsivo, ele penetra, indistintamente, em um meio com qualquer contraste elétrico, desde que a lama não seja uma salmoura, quando o sinal indesejável produzido pelo próprio poço torna-se muito maior que o das rochas.

**Figura 6.2.6** - Exemplo de um Perfil Elétrico Convencional com ferramenta de 4 polegadas de diâmetro. Na primeira faixa, o SP. Na segunda, a  $\rho_{16}$  ou Normal Curta (linha cheia azul) e a  $\rho_{64}$  ou Normal Longa (linha pontilhada azul). Quando a  $\rho_{16}$  alcança valores menores que 4 Ohm.m, aparece a Normal Curta Ampliada de 0 a 4 Ohm.m ( $4 \times \rho_{16}$ ). Na terceira faixa, a  $\rho_{Lat}$  ou  $\rho_{18,8}$  (verde).



Uma corrente alternada, ao circular através de uma bobina primária, produz um campo eletromagnético variável que se propaga com a velocidade das ondas de rádio, induzindo em outra bobina, secundária e dentro de sua zona de influência, uma voltagem de igual característica, porém, em sentido contrário e defasada de 180°. Estando a bobina primária dentro do poço, será criado um campo eletromagnético que penetra radialmente nas camadas vizinhas. Se condutivas, estas camadas comportam-se como bobinas secundárias.

Para a análise matemática, a corrente induzida nas camadas deve ser subdividida em anéis unitários fechados, que circundam a bobina transmissora. Em uma camada homogênea, estes anéis elementares tomam a forma toroidal de simetria axial ao eixo do poço. A densidade da corrente induzida em cada um desses anéis depende, principalmente, da posição de cada um no espaço, com respeito às bobinas transmissoras e receptoras.

## Base Teórica e Princípio de Funcionamento do Perfil de Indução

Para melhor entendimento deste perfil, é preciso recordar algumas leis fundamentais do eletromagnetismo:

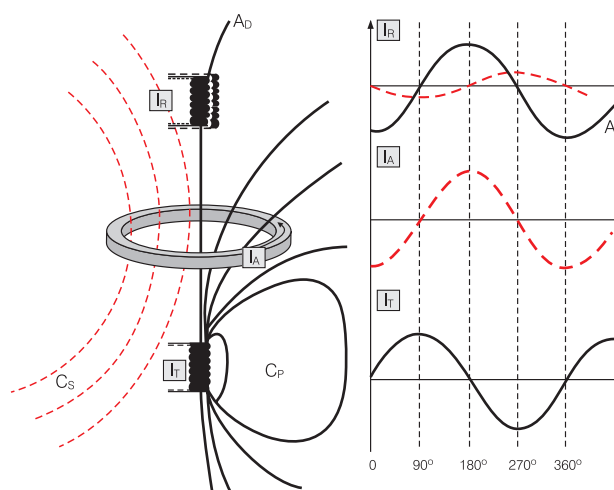
- **Lei de AMPÈRE** (definida para condutores lineares) - "Todo corpo alimentado por uma corrente elétrica está circundado por um campo magnético cuja força é diretamente proporcional à corrente que flui naquele instante";
- **Lei de BIOT-SAVART** - Lei equivalente à de Ampère, porém, definida para corpos condutores circulares ou bobinas;
- **Lei de FARADAY** - "Todo campo magnético que corta um condutor, induz no mesmo uma corrente elétrica diretamente proporcional à razão da mudança do fluxo";
- **Lei de LENZ** - "A corrente (força eletromotriz) induzida devido a essa mudança de fluxo, estará defasada de 90° da geradora e tem sentido contrário".

E para simplificar o entendimento do funcionamento do perfil de indução, imagine-se uma ferramenta constituída por duas bobinas. Uma primária ou transmissora, usada para energizar as rochas circunvizinhas, e uma secundária ou receptora, para detectar os sinais provenientes das rochas. A bobina transmissora é alimentada por uma corrente de intensidade e freqüência (20 kHz) constantes, dando origem a um campo magnético primário, de formato toroidal, que flui coaxialmente ao poço (perpendicular ao eixo da bobina), varrendo as rochas radialmente. Por sua vez, o campo primário induz nos mais diversos materiais condutivos das rochas (grãos e/ou fluidos condutivos intersticiais) correntes elétricas

que desenvolvem campos magnéticos secundários. Estes campos secundários são captados pela bobina receptora e registrados.

A magnitude do sinal (fem = força eletromotriz) na bobina receptora está diretamente relacionada com: (a) a permeabilidade magnética do meio; (b) a potência da energia aplicada; (c) a quantidade de voltas e a distância entre espiras; (d) a distância e posição de cada anel unitário de rocha entre as bobinas, e (e) a direção ou sentido relativo de ambas as bobinas (transmissora e receptora). Finalizando, a intensidade do campo secundário é diretamente proporcional aos elementos construtivos das bobinas e à condutividade elétrica das rochas. Quanto menor a condutividade da rocha (com água doce, hidrocarbonetos ou baixa porosidade), menor o campo secundário e vice-versa.

A figura 6.2.7 ilustra o princípio do Perfil de Indução, considerando a ferramenta com duas bobinas, uma transmissora e uma receptora. A bobina receptora, posicionada a uma distância fixa e pré-determinada da transmissora, detecta dois campos distintos: um campo primário ou de acoplamento direto (também denominado em quadratura) e um secundário, gerado efetivamente pela rocha. A amplitude do sinal de acoplamento direto é maior do que a amplitude dos sinais



**Figura 6.2.7** - Princípio do perfil de Indução. A corrente sinusoidal  $i_T$  aciona a bobina transmissora e gera o campo magnético primário ( $C_P$ ) que varre lateralmente as camadas adjacentes (Lei de Ampère/Biot-Savart). Um anel elementar condutivo de rocha, ao ser cortado por este campo, dá origem à corrente ( $i_A$ ) secundária (Lei de Faraday), porém, de sentido contrário e 90° fora de fase da geradora (Lei de Lenz). Por sua vez,  $i_A$  gera seu próprio campo magnético secundário ( $C_S$ ) que, ao cortar a bobina receptora, origina  $i_R$ , defasada de 90° daquela do anel. Observe-se que dois sinais chegam simultaneamente à bobina receptora: um devido ao acoplamento direto entre a transmissora-receptora (AD), de alta amplitude e defasado 90° da  $i_T$ , e um outro, de menor amplitude e defasado 180° da  $i_T$  e 90° de  $i_A$ . O sinal a ser medido é de baixa amplitude e defasado 180° correspondente à resposta da rocha (adaptado de Schlumberger, 1984).

provenientes das camadas, devido à pouca atenuação ocasionada pela menor trajetória percorrida. Portanto, amplitude e ângulo de defasagem individualizam os sinais de origem primária e secundária. Uma vantagem adicional do princípio indutivo é que, pelo fato de não necessitar do acoplamento galvoelétrico da lama, o Indução pode ser operado em poços perfurados com fluidos não condutivos, como por exemplo ar, gás, óleo ou lamas muito doces.

Intuitivamente, pode-se deduzir que este tipo de ferramenta não deve ser usado em poços com lama muito salgada (acima de 30.000 ppm de sólidos totais), porquanto o sinal gerado pela própria lama será bastante elevado, capaz de bloquear os sinais emitidos pelas zonas das rochas mais afastadas da parede do poço, ou seja da zona virgem onde se obtém  $\rho_0$ .

Na realidade, as ferramentas pioneiras do perfil de Indução foram construídas com três pares distintos de bobinas. Duas maiores, denominadas de transmissora e receptora, principais (separadas entre si por 40 polegadas ou 101,6 cm), duas menores, enroladas em sentido contrário das principais (para minimizar o sinal de acoplamento direto), e duas outras, também menores, usadas para manter a corrente primária como que comprimida entre as duas bobinas principais. Esse último artifício faz com que a corrente primária penetre profundamente nas rochas, do modo mais toroidal possível, dando origem ao conceito de focalização. Essa ferramenta, por possuir 6 bobinas e proporcionar uma focalização tanto vertical como radial, é denominada de 6FF40.

As ferramentas indutivas de última geração utilizam-se de dois ou mais jogos de bobinas acoplados em uma mesma ferramenta e totalmente individualizados pelo uso de frequências distintas. Tais perfis têm a vantagem de investigar vertical e horizontalmente as camadas por meio de um mesmo princípio físico - o indutivo, o que não ocorre nos perfis Elétricos. Além do mais, por terem construtivamente seus jogos de bobinas mantidos com uma mesma distância vertical, tais ferramentas apresentam iguais resoluções verticais e distintas resoluções horizontais, uma vez que as frequências operacionais de cada jogo são diferentes. Frequências diferentes proporcionam profundidades radiais de investigação também diferentes, de modo que se pode medir, com precisão, as condutividades das zonas invadida ( $\sigma_{x0}$ ) e verdadeira ( $\sigma_0$ ), dentro de uma mesma espessura de camada. As ferramentas indutivas mais modernas são denominadas de Duplo Indução, *Phasor*, HRI – *High Resolution Induction*, AIT – *Array Induction Tool* etc.

### Teoria do Fator Geométrico

Doll (1949), baseado na Lei de Biot-Savart, desenvolveu a **Teoria do Fator Geométrico**, para quantificar o sinal ( $\Delta VR$ ) proveniente de um anel unitário imerso em meio homogêneo de condutividade zero ou

resistividade infinita. O autor considerou um campo estacionário originado por uma bobina transmissora com frequência angular igual a zero:

$$\Delta VR = K \cdot g \cdot C \quad (6.2.30)$$

onde **K** é uma constante dependente das características construtivas das bobinas transmissora e receptora (raio e área, tipo do fio, número de voltas, frequência usada, distância entre bobinas etc.). A constante **g**, denominada de Fator Geométrico, depende das coordenadas espaciais de cada elemento unitário condutivo, em relação às bobinas transmissora e receptora, e ao seu afastamento do eixo da ferramenta (raio). O somatório dos elementos unitários do meio, inclusive os da lama menos os de acoplamento direto, resulta no sinal total a registrar:

$$\Delta VR = K \iint g(r,z) \cdot \sigma_r \cdot \sigma_z \cdot dr \cdot dz \quad (6.2.31)$$

De acordo com a equação (6.2.31), dois são os fatores geométricos, um horizontal e outro vertical. Na resolução do fator horizontal, integram-se todos os anéis localizados a uma distância radial constante do eixo das bobinas, variando sua posição no espaço para cima ou para baixo até o infinito ( $-\infty$  a  $+\infty$ ). Assim procedendo, observa-se que o anel que fornece o maior percentual do sinal total a registrar está exatamente na posição média entre as bobinas transmissora e receptora. Na resolução do fator vertical, integram-se todos os anéis posicionados a uma mesma distância, ou altura, entre as bobinas, aumentando-se seu raio até o infinito (isto é, partindo-se do eixo das bobinas, ou espessura zero, até  $+\infty$ ). O sinal de maior peso, no total a registrar, provém dos anéis localizados a uma distância correspondente a igual distância entre as bobinas transmissoras e receptoras. Desta integração não mais se obtêm elementos unitários, mas, sim, zonas toroidais que envolvem a ferramenta e enviam sinais do campo secundário para a bobina receptora, representando um volume total teórico de altura e diâmetro igual à distância que separa as bobinas transmissora e receptora principais.

Desenvolvendo-se  $\Delta VR$  para registrar as mais diversas zonas radiais do poço, tem-se:

$$\Delta VR = (\sigma) = DIC = g_m \cdot \sigma_m + g_{x0} \cdot \sigma_{x0} + g_0 \cdot \sigma_0 + g_s \cdot \sigma_s \quad (6.2.32)$$

onde, **DIC** (*Deep Induction Conductivity*) é a condutividade lida no Indução,  $g_m$  é o fator geométrico da lama de condutividade  $\sigma_m$ ,  $g_{x0}$  é o fator geométrico da zona invadida de condutividade  $\sigma_{x0}$ ,  $g_0$  é o fator geométrico da zona virgem de condutividade  $\sigma_0$  e  $g_s$  é o fator geométrico da zona sobre ou sotoposta de condutividade  $\sigma_s$ .

Ao se usar um fluido não condutivo (água muito doce, petróleo, gás ou ar) cuja condutividade tende a zero, os dois primeiros termos ( $g_m \cdot \sigma_m + g_{x0} \cdot \sigma_{x0}$ )



também tenderão a zero. Sendo o aquífero bastante espesso, bem maior que a distância que separa as duas bobinas principais, o termo  $(g_s \cdot \sigma_s)$  também se anula. Sobrará, então, o que nos interessa, isto é, a condutividade no perfil será igual à condutividade verdadeira da zona virgem ( $\sigma_{IR} = g_o \cdot \sigma_o$ ). O inverso da  $\sigma$  (ou DIC) resulta na **DIR (Deep Induction Resistivity)**. A equação (6.2.32) também pode ser expressa em termos de resistividades:

$$\frac{\Delta VR}{K} = \frac{1}{DIR} = \frac{g_m}{\rho_m} + \frac{g_{x0}}{\rho_{x0}} + \frac{g_o}{\rho_o} + \frac{g_s}{\rho_s} \quad (6.2.33)$$

As equações (6.2.32) e (6.2.33) mostram, respectivamente, que a medida das condutividades tem um comportamento de circuito elétrico em série, enquanto que as resistividades apresentam um comportamento em paralelo.

### Efeito de Propagação (Skin Effect)

A teoria de Doll (*op. cit.*) foi amplamente aceita durante muito tempo. Seu conceito simples caracterizava a resposta da ferramenta como um simples somatório de todos os elementos condutivos do meio. Lamentavelmente, Doll não levou em consideração o fato de que o campo magnético, ao deslocar-se através de um meio condutor, sofre uma diminuição em sua amplitude e alteração em sua fase, à proporção em que se afasta da fonte geradora. Em outras palavras, ocorre sempre uma perda do sinal devido à atenuação da onda (que usa parte de sua energia para criar as correntes secundárias), uma defasagem na ordem de 15°/metro e uma auto-indução entre os elementos condutores vizinhos. Essa perda é conhecida como **Efeito de Propagação** ou **Skin Effect** ( $\delta$ ), definido como sendo a perda de 37% da energia da onda com a distância percorrida:

$$SE = \delta = \sqrt{\frac{2}{\omega \cdot \mu \cdot \sigma}} \quad (6.2.34)$$

onde, **SE** ou  $\delta$  é o Efeito de Propagação,  $\mu = 4\pi \cdot 10^{-7}$  H/m e  $\omega$  é a frequência angular usada.

Moran & Kunz (1962), com base nas equações de Maxwell, definiram expressões analíticas lineares exatas para ferramentas com duas bobinas, em meio homogêneo, e em várias situações possíveis de espessura e invasão. Em todos os modelamentos, o sinal medido na receptora era sempre menor do que o previsto por Doll. Concluíram eles que essa redução seria provocada pelo **Efeito de Propagação**.

Para comparar ambas as teorias, os autores registraram separadamente o  $\Delta VR$  em suas componentes real (ou em fase com a transmissora) e imaginária (ou 90° fora de fase) e eliminaram a indutância mútua por meio de calibração e/ou instrumentação. Estabeleceram equações corrigindo o *skin effect* sobre a teoria de Doll,

em meio homogêneo e isotrópico, as quais passaram a fazer parte integrante dos sistemas internos das ferramentas indutivas, denominados de *boosting panels* (painéis de reforço). Na prática, para condutividades menores que 1.000 mS/m (resistividades maiores que 1 Ohm.m) o **SE** é desprezível.

### Calibração da Ferramenta de Indução

Posicionando-se uma ferramenta de Indução em um meio totalmente isolante (ar), o sinal a ser registrado é proveniente do acoplamento direto entre as bobinas transmissora e receptora, uma vez que não existe meio condutor em sua volta para a criação de campos secundários (imaginar a figura 6.2.7 no ar e sem o anel elementar de rocha). Com instrumental adequado, calibra-se a bobina receptora para uma leitura de condutividade igual a zero miliSiemens. Em seguida, um anel calibrador de valor conhecido é colocado na metade da distância entre as bobinas principais transmissora e receptora. Esse segundo sinal registrado será proporcional à condutividade do anel, já que nenhum outro atinge a receptora. Portanto, o Indução é um perfil que registra condutividades e as converte em resistividades para facilitar as correlações com seus antecessores Elétricos (ES).

### Limitações do Perfil de Indução

Uma das principais limitações do uso deste tipo de perfil é observada nos poços perfurados com lamas muito salgadas, quando, a exemplo dos perfis elétricos, não será possível obter-se a resistividade verdadeira da camada, mas, sim, da zona invadida ( $\rho_{xo}$ ). Além do mais, este perfil torna-se um tanto quanto impreciso nas zonas aeradas ( $S_w < 1$ ), onde as rochas de altíssimas resistividades tornam-se eletricamente ineficientes (presença do ar substituindo quase totalmente o fluido condutor). O raio de investigação vertical do Indução depende do espaçamento entre as bobinas transmissora e receptora principais (40 polegadas). Como conseqüência, o seu volume teórico de investigação é de 40 polegadas (1 m) de altura e de igual diâmetro em torno do eixo do poço. Por essa razão e devido ao caráter focalizado, em camadas de espessura maior que 1 m e invasão radial (Di) menor que 60", o Indução fornece resistividades das zonas verdadeiras das camadas ( $\rho_o$ ) com bastante precisão.

### Principais Usos do Perfil de Indução

Devido ao grande volume investigado e por não ser o campo elétrico magnético distorsivo como o campo elétrico, a **DIR** sofre apenas pequena influência do diâmetro do poço e, nos casos de invasão rasa ( $Di < 60''$ ), tem condições de fornecer a resistividade verdadeira das rochas ( $\rho_o$ ). Tradicionalmente, acoplamos-se à curva **DIR** duas outras curvas: a normal curta ( $\rho_{10}$ ) e

o **SP**. Esta composição (DIR, SN e SP), permanece até os dias atuais com o nome de **Perfil Elétrico-Indução** (IEL ou IES). Por outro lado, a adição da  $\rho_{16}$  foi no sentido de fornecer uma aproximação da  $\rho_{x0}$ , dada a sua característica de investigação mais rasa que a **DIR**.

### Exemplo do Perfil de Indução (IES)

Na figura 6.2.8 é apresentado um exemplo de um Perfil Elétrico-Indução. Com as leituras das ferramentas indutivas, corrigidas pelo **SE**, usa-se a equação (6.2.33) para calcular a resistividade da zona virgem ( $\rho_0$ ), a partir da leitura **DIR** do perfil, considerando-se que a soma dos fatores geométricos deve ser igual à unidade ( $g_m + g_{x0} + g_t + g_s = 1$ ). Em outras palavras, influem percentualmente sobre a leitura **DIR** os seguintes efeitos: (a) poço (tipo e o volume da lama); (b) invasão (diâmetro da invasão e sua conseqüente influência sobre  $\rho_{x0}$ ) e (c) a espessura da camada.

É importante que o intérprete saiba escolher a ferramenta apropriada, para a definição da resistividade, em função do meio ambiente em que ela irá trabalhar (itens a e b), para que as respostas das leituras brutas (DIR) sejam o mais realistas possível, isto é, aproxime-se de  $\rho_0$ .

Caso se deseje obter o valor da resistividade da zona virgem das camadas ( $\rho_0$ ), a partir da resistividade registrada (DIR), deve-se usar procedimentos

adequados para minimizar ou eliminar os efeitos supracitados, tais como:

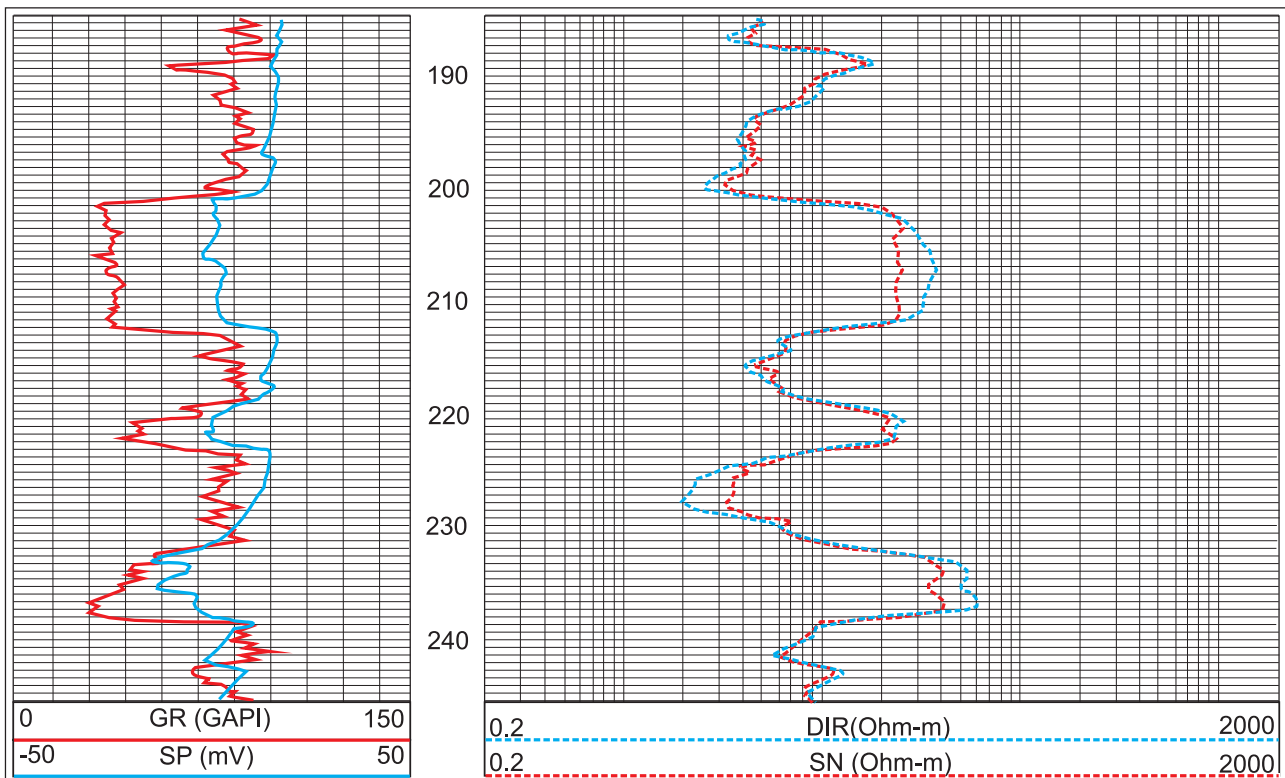
- usar lamas resistivas, ou não condutivas, que reduzirão consideravelmente o termo  $g_m/\rho_m$  da equação (6.2.33);
- a espessura da camada deve ser maior que a distância entre as bobinas transmissoras e receptoras principais, isto é, no mínimo 1 metro de espessura, para que o termo  $g_s/\rho_s$  da equação (6.2.33) seja eliminado.

Em assim procedendo, a equação (6.2.33) ficará reduzida a:

$$\frac{\Delta VR}{K} = \frac{1}{DIR} = \frac{g_{x0}}{\rho_{x0}} + \frac{g_0}{\rho_0} \quad (6.2.35)$$

A interpretação estará completa no momento em que se tiver em mãos um perfil de  $\rho_{x0}$  (ferramentas de resistividade de alcance limitado à zona lavada/invasida) e os gráficos de fatores geométricos estabelecidos por cada fabricante de ferramenta, que indicarão os valores para  $g_{x0}$  e  $g_0$ , respectivamente.

A primeira faixa à esquerda da figura 6.2.8 mostra as curvas do Raios Gama e a do **SP**, já mostradas e discutidas nas figuras 6.2.2 e 6.2.3. Na segunda e terceira faixas, em escala logarítmica, de 0,2 a 2.000 Ohm.m, as curvas **SN** ( $\rho_{16}$ ) e **DIR**.



**Figura 6.2.8** - Perfil Elétrico Indução (IEL), com as curvas litológicas na primeira faixa. Na segunda e terceira faixas as curvas de resistividade do Indução profunda (DIR) e a elétrica rasa (SN).

Os três trechos com potencial aquífero, identificados pelas curvas **GR** e **SP**, estão localizados, aproximadamente, nos intervalos de 201 e 213, 219 e 222 e 232 e 238 metros, com os seguintes valores aproximados de leituras (médias):

Intervalo (m)	Espessura (m)	RG (GAPI)	Deflexão SP (mv)	SN ( $\rho_{16}$ ) (Ohm.m)	DIR (Ohm.m)
201-213	12	35	- 17	22	38
219-222	3	46	- 17	21	23
232-238	6	30	- 30	40	58

Qualitativamente, o aquífero superior é o mais homogêneo, com pouca argilosidade (comparado ao inferior, que tem uma base mais limpa). O intermediário é o mais argiloso. Todos os aquíferos estão intercalados com folhelhos, definidos pelo **GR** e **SP** e por suas baixas resistividades (comparativamente aos arenitos). As discrepâncias observadas entre as resistividades dos aquíferos devem ser creditadas à argilosidade e/ou porosidade de cada um deles.

A resistividade do filtrado ( $\rho_{mf}$ ) é da ordem de 11 Ohm.m@30°C (500 ppm equivalentes a NaCl), enquanto determinou-se, no exemplo do **SP**, aos 205 m, uma água com  $\rho_w$ (SP) da ordem de 676 ppm, justificando o **SP** negativo (em relação à LBF).

### 6.2.15 Micro Elétrico

A argilosidade é um fator complicador tanto na interpretação dos perfis, em si, como na produtividade final dos poços, vez que sua presença diminui a permeabilidade das camadas. Todavia, essa preocupação não deve estar restrita apenas às argilas dispersas nos poros, mas, também, às laminadas. Aquelas, prejudicam a permeabilidade e a porosidade, tanto no sentido horizontal como no vertical. Estas, principalmente, a permeabilidade vertical. O perfil convencional de Raios Gama (GR) é mais afetado pela argilosidade dispersa que a laminada e pelo fato de realizar leituras em intervalos de 7,6 cm, pode deixar de reconhecer interlaminadas mais finas que sua resolução. Para a identificação da argilosidade laminada usa-se o perfil Micro Elétrico (MEL).

#### Princípio de Funcionamento do Perfil Micro Elétrico

Esta ferramenta é uma simples miniatura do macro perfil elétrico convencional (ES), com suas curvas Micro Normal e Micro Lateral. Três eletrodos pontuais (A, M e N), separados de uma polegada entre si, estão localizados em um patim de borracha comprimido contra a parede do poço. O eletrodo de retorno (B) está no infinito elétrico. O eletrodo A é o emissor de corrente, enquanto M e N são os eletrodos de potenciais.

Duas distintas resistividades podem ser obtidas com esta configuração. Quando se mede o diferencial de potencial entre M e N (sistema lateral, denominado de Microinversa – MI), a profundidade de investigação é da ordem de 1,5 polegadas a partir da parede do poço. Por outro lado, ao se fazer a leitura do potencial entre os eletrodos A e N (sistema normal, denominado de micronormal – MN), a sua investigação alcança cerca de 2 polegadas. A abertura dos patins é usada para registro de um calíper de 2 braços.

Algumas situações interpretativas podem ocorrer: (a) caso inexistir reboco defronte a uma camada, por ser ela impermeável, ambas as curvas lerão  $\rho_{x0}$  e, caso folhelho,  $\rho_{sh}$ ; (b) caso o reboco seja muito espesso (> 2 polegadas), ambas lerão  $\rho_{mc}$ ; (c) caso ocorra desmoronamento além da máxima abertura dos braços da ferramenta, ambas lerão  $\rho_m$  e, finalmente, (d) caso o reboco não seja muito espesso, a  $MN = \rho_{x0}$  e  $MI = \rho_{mc}$ . Como  $\rho_{mc}$  corresponde à resistividade de uma lama prensada, ela terá um valor menor que  $\rho_{x0}$ , que é da rocha, muito embora a rocha tenha o mesmo tipo de fluido que o reboco.

No último caso, quando  $\rho_{x0} > \rho_{mc}$  (ou seja,  $MN > MI$ ), ocorrerá uma separação entre as duas curvas, separação esta denominada de positiva. Para analogia e correlação com os perfis de macro resistividade, a **MN** é apresentada como linha pontilhada (a exemplo da DIR - investigação profunda) e a **MI**, cheia (a exemplo da SN - rasa). Usam-se hachuras nas separações positivas, para uma melhor visualização do perfil. Separações entre curvas de resistividade de profundidades de investigação distintas indicam a presença de fluidos ou materiais, também distintos, entre elas. No caso do **MEL**, a presença de reboco. Para que haja reboco, a camada tem que ser porosa. Assim, separações positivas indicam camadas permeáveis. A identificação de lâminas argilosas dentro dos aquíferos auxiliam o hidrogeólogo na escolha de locais de melhor posicionamento para os filtros, evitando problemas por inchamento e migração das argilas, além de mostrar possíveis barreiras hidráulicas verticais.

#### Exemplo de Perfil Micro Elétrico

Na figura 6.2.9 é apresentado um exemplo de um Perfil Micro Elétrico. Lamentavelmente, um estrangulamento aos 402 m não permitiu que a ferramenta do **MEL** alcançasse o fundo do poço. O **GR** mostra-se pouco diagnóstico (radioatividade das areias semelhante à dos folhelhos), impossibilitando uma melhor individualização do que seja arenoso do realmente argiloso (escala do GR varia de 0 a 200 GAPI). Ao contrário, o **SP** indica uma permeabilidade iônica nos intervalos poucos espessos entre 316-318, 320-324, 327-330, 337-341 metros e, principalmente, a partir dos 387 metros. Os demais intervalos não citados, dada a indefinição dos Raios Gama, admitem dúvidas quanto à ocorrência dos baixos valores da

**DIR** e **SN**, os quais poderiam corresponder tanto a variações nas propriedades dos folhelhos quanto à presença de aquíferos areno-argilosos, saturados com água relativamente salgada. Dúvidas deste tipo poderão ser dirimidas com o **MEL**, mostrado na terceira faixa, observando-se as separações positivas, as quais indicam, permeabilidades fluidas de caráter qualitativo (presença de reboco) mais importante que as permeabilidades iônicas (difusão de íons) mapeadas pelo **SP**.

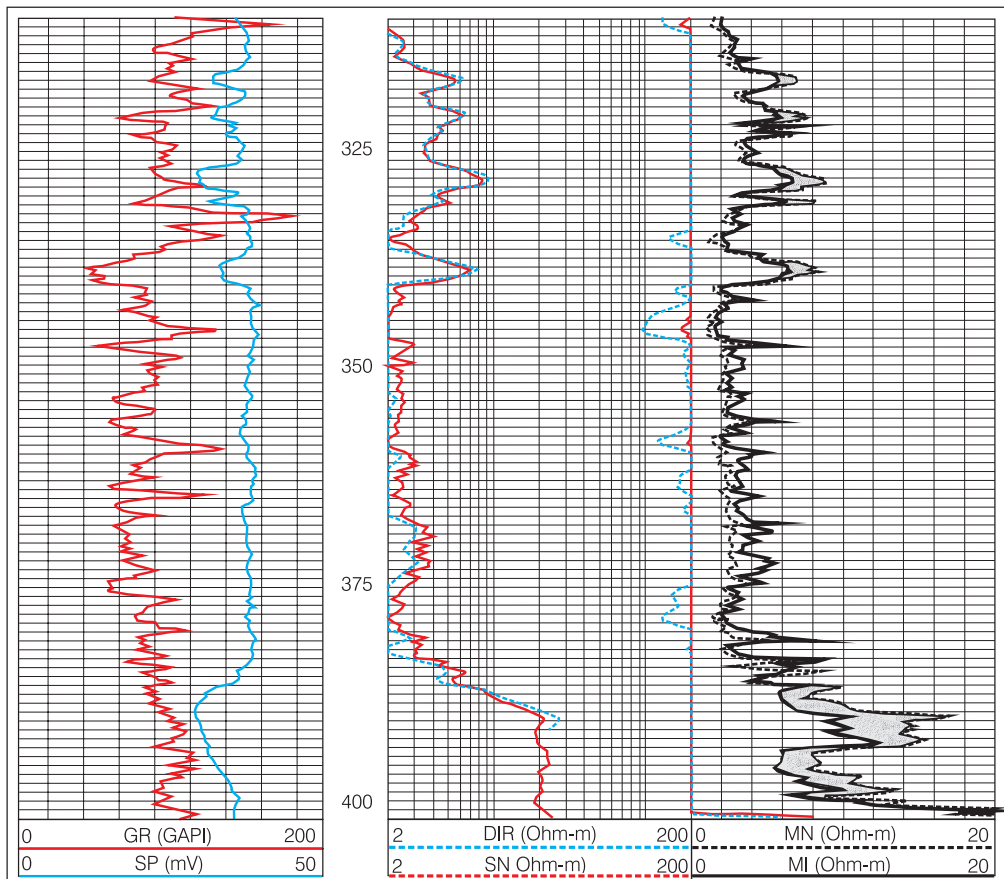
Na base do intervalo perfurado, entre 387 - 394 m e repetindo-se entre os 394 - 400 m, as microresistividades mostram dois aspectos numericamente distintos, indicando que se tratam de litologias permeáveis, porém distintas em cimento, granulometria etc. A maior separação, positiva, do intervalo 387 - 394 m, não lhe confere, necessariamente, uma maior permeabilidade. Separações positivas maiores e/ou menores podem ser fruto de contribuições maiores e/ou menores da espessura do reboco, diâmetro do poço e contraste de resistividade entre a resistividade do reboco ( $\rho_{mc}$ ) e a da zona lavada ( $\rho_{x0}$ ).

Dos 387 até 341 m, as microresistividades e as macroresistividades apresentam valores da ordem de 2 Ohm.m e uma total ausência de separações positivas. Nos intervalos citados acima (316 - 318, 320 - 324, 327 - 330, 337 - 341 metros) ocorrem pequenas separações positivas, sendo que o segundo deles (320 - 324 m) é tipicamente interlaminado.

As separações negativas ( $MN < MI$ ) não têm muito significado geológico, podendo resultar da interposição de lama entre a rocha e o patim. Elas devem ser analisadas com mais detalhes.

### 6.2.16 Perfil Sônico

O Perfil Sônico representa um dos meios de se obter a porosidade dos aquíferos medindo o tempo de propagação, ou de trânsito, gasto por uma onda acústica para atravessar um determinado espaço de rocha. A velocidade de propagação do som varia de acordo com o meio em que suas ondas viajam. Ela é mais rápida nos sólidos que nos líquidos e nos gases. Velocidade maior significa tempo menor.



**Figura 6.2.9** - Exemplo de Perfil Micro Elétrico. Na primeira faixa, as curvas litológicas (SP e GR). Na segunda, as curvas de macro resistividades (DIR – Indução e SN – Normal Curta, correspondendo à zona virgem). Na terceira faixa, as curvas de microresistividades (correspondendo às zonas lavada e/ou invadida). O sombreamento indica as separações positivas ( $MN > MI$ ), que ocorrem pela interposição do reboco defronte às camadas porosas. Notar a diferença de comportamento das macroresistividades (20-30 Ohm.m) e microresistividades (6-15 Ohm.m) abaixo dos 387 metros. Estas diferenças podem ser interpretadas como variações texturais, cimentação etc. Acima de 387 m, as macro e microresistividades coincidem, indicando invasão rasa (predominância de rochas argilosas), exceto nos pequenos intervalos de separação positiva.

Considerando-se dois volumes iguais de rocha, o que tiver uma maior quantidade de líquido intersticial (maior porosidade) mostrará um tempo maior do que o outro com menos líquido (menor porosidade). Assim, o uso principal do perfil sônico está relacionado diretamente com os tempos e as porosidades das camadas.

Um sinal acústico pode ser caracterizado por meio de quatro parâmetros principais: (a) **tempo de trânsito**, inverso da velocidade de propagação; (b) **amplitude**, que representa o decréscimo exponencial da onda à medida que ela se afasta do transmissor; (c) **atenuação**, que é a medida do decréscimo dessa amplitude com a distância e, (d) **frequência** (ou sua recíproca, período), que fornece o número de oscilações por unidade de tempo. O perfil sônico registra apenas os tempos, enquanto que o **CBL (Cement Bond Log** - usado na Engenharia de Perfuração/Produção para a determinação da pega do cimento), registra as amplitudes e tempos.

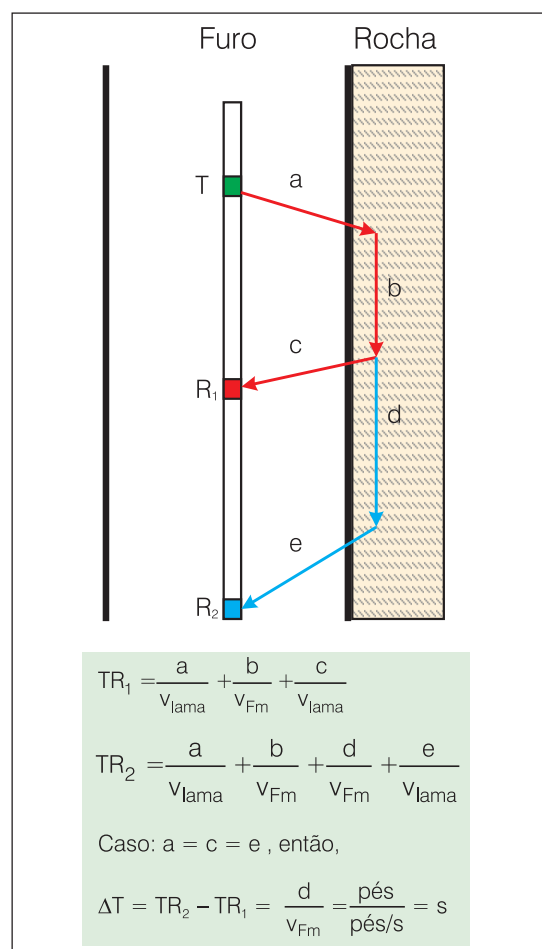
### Princípio da Medição do Tempo de Trânsito

O princípio básico deste perfil requer a utilização de um transmissor de energia acústica, de frequência ultra-sônica, deslocando-se dentro do poço, emitindo ondas compressoriais. A onda acústica saída do transmissor propaga-se pelas camadas circunvizinhas ao poço até ativar sucessivamente, pelo menos dois receptores, localizados a distâncias fixas e definidas.

Os transmissores e os receptores consistem de transdutores feitos de cristais, cerâmica ou bobinas magnéticas. Eles têm a função de produzir uma deformação mecânica, em resposta a um sinal elétrico (caso dos transmissores) ou um sinal elétrico, quando se deformam (caso dos receptores). Admitindo-se a representatividade das ondas elásticas como raios (a exemplo da ótica), pode-se verificar que elas atingem as paredes do poço de três maneiras:

- com um pequeno ângulo de incidência, quando toda a energia é parcialmente refletida de volta ao poço e parcialmente refratada, de maneira compressional e cisalhantemente, para dentro das rochas, dispersando-se totalmente;
- com um grande ângulo de incidência, quando toda a energia compressional se reflete de volta ao poço;
- com um ângulo igual ao ângulo crítico de incidência (ângulo este definido pela lei de Snell), quando ocorrem refrações, dos dois tipos de ondas, a 90°. Isto é, elas propagam-se paralelas ou próximas à parede do poço.

A ferramenta, em si, é simples. A figura 6.2.10 mostra um impulso sonoro que, saindo do transmissor T, percorre uma trajetória a-b-c até atingir o receptor R<sub>1</sub> e a trajetória a-b-d-e até atingir o receptor R<sub>2</sub>. Os tempos calculados, conduzem a um diferencial de tempo ( $\Delta T$ ) correspondente à distância entre R<sub>1</sub> e R<sub>2</sub>, fixada em 2 pés (30,48 cm).



**Figura 6.2.10** - Princípio de funcionamento do perfil sônico. T é o transmissor, R<sub>1</sub> é o receptor próximo ao transmissor (3 pés) e R<sub>2</sub> é o receptor longe do transmissor (5 pés). A distância **d** considerada para o cálculo da diferença do tempo de trânsito é, portanto, de 2 pés.

Para ilustração de como o perfil sônico funciona, considere-se uma ferramenta, como a da figura 6.2.10 (1 transmissor e 2 receptores), dentro de um poço preenchido por uma lama de velocidade  $v_{lama} = 5.000$  pés/s e defronte uma camada de velocidade  $v_{Fm} = 18.000$  pés/s. De acordo com o princípio de Fermat, o tempo a ser medido será o mínimo possível para a onda percorrer os dois pés que separam os receptores R<sub>1</sub> e R<sub>2</sub>. Desde que centralizada (isto é, trajetórias  $a = c = e$ ), o tempo será igual a  $2/18.000 = 0,000111$  segundos ou  $111 \mu s$ . Como o tempo foi em relação a 2 pés, o API padronizou a unidade do Sônico em microssegundos por cada pé de rocha ( $\mu s/\text{pé}$ ), o que significa dizer que o sistema da ferramenta tem que dividir o resultado por 2 e imprimir, no perfil, o tempo de trânsito como sendo igual a  $55,5 \mu s/\text{pé}$ .

### Perfil Sônico Compensado

Para minimizar os efeitos das inclinações da ferramenta dentro do poço e/ou dos desmoronamentos, que possam afetar a condição de centralização, as ferramentas sônicas são construídas simetricamente

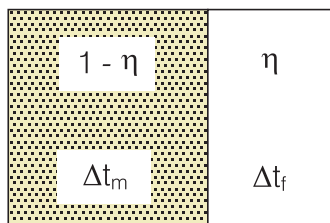
com 2 transmissores, um superior e outro inferior, e 4 receptores, que operam alternadamente na obtenção de 4 tempos e, por conseguinte, 2  $\Delta t$ s, cuja média aritmética é o valor de registro no perfil. As distâncias entre os receptores perto e longe continuam mantidas, respectivamente, 2 e 3 pés. Essa versão ferramental foi denominada de **BCS** ou **BHC** (**B**ore **H**ole **C**ompensated **S**onic).

### O Perfil Sônico e as Porosidades das Rochas

Antigamente, este perfil era utilizado como uma ferramenta auxiliar da Sísmica. Posteriormente, Wyllie (1954), estudando a correlação que existe entre o tempo de trânsito e a porosidade das rochas, demonstrou que esse perfil pode ser usado, com sucesso, para determinar a porosidade intergranular.

Observando-se uma onda sonora através do osciloscópio do equipamento, verifica-se que as primeiras chegadas correspondem às baixas amplitudes das ondas compressoriais, que se propagam mais rapidamente que as de cisalhamento, as quais chegam logo após e com amplitudes mais altas que as primeiras. As últimas amplitudes correspondem às ondas diretas vindas pela lama. Por conseqüência, somente aqueles eventos mais velozes causados pelas refrações compressoriais são registrados pela ferramenta. O conjunto de amplitudes ou registro total é denominado de trem de onda. O trem de onda contém todos os dados possíveis de serem registrados, os quais, embora sem uso prático para trabalhos de rotina, são de grande valia para a definição das características mecânicas das rochas (cálculos das constantes elásticas e determinações litológicas).

A maneira mais simples de se compreender a correlação entre a porosidade e o tempo de trânsito, é usando o modelo abaixo.



$\Delta t_m$  = tempo de trânsito da onda na matriz da rocha

$\Delta t_f$  = tempo da combinação de fluidos nos poros

$\Delta t$  = tempo lido pelo perfil sônico

$\eta$  = porosidade total da rocha

$\eta_s$  = porosidade calculada usando o perfil sônico

Segundo Wyllie (1956), o tempo de trânsito ( $\Delta t$ ) deve ser obtido por meio do balanço do tempo dos elementos envolvidos na trajetória do impulso sonoro (Lei das Misturas):

$$\Delta t = \eta \cdot \Delta t_f - (1 - \eta) \cdot \Delta t_m \quad (6.2.36)$$

A porosidade calculada a partir do perfil sônico, aqui designada de porosidade sônica ( $\eta_s$ ), será dada por:

$$\eta_s = \frac{\Delta t - \Delta t_m}{\Delta t_f - \Delta t_m} \quad (6.2.37)$$

A porosidade calculada é um dado adimensional e assim deve ser usada nos demais cálculos interpretacionais, muito embora coloquialmente ela seja expressa em termos percentuais. Para efeito de cálculos, considera-se os parâmetros acústicos apresentados na tabela 6.2.2 para os tempos (compressionais) de diversos tipos de matrizes e fluidos.

Com base na equação (6.2.37), a ausência de porosidade nas rochas sedimentares fechadas ou cristalinas indica que  $\Delta t = \Delta t_m$ . Isto é, o tempo registrado no perfil ( $\Delta t$ ) será igual ao tempo da matriz ( $\Delta t_m$ ) da rocha. Esse tempo é diagnóstico para a maioria dos materiais citados na tabela 6.2.1, servindo para a realização de verificações acerca do perfeito funcionamento da ferramenta. Assim o  $\Delta t$  deverá ler sempre 67  $\mu$ s/pé defronte a camadas puras de halita (NaCl) e 57  $\mu$ s/pé defronte aos tubulões etc. Tempos de trânsito diferentes dos citados na tabela devem ser investigados, porquanto podem resultar de ferramenta mal calibrada ou defeituosa.

A equação (6.2.37), conhecida como **Equação do Tempo Médio de Wyllie**, somente calcula as porosidades realistas das rochas quando elas apresentam-se saturadas com água ( $S_w = 1$ , portanto o  $\Delta t_f = \Delta t$  da água), compactadas, com porosidade intergranular e totalmente isentas de argila ( $VSH = 0$ ).

Raymer *et al.* (1980) demonstraram em laboratório que a resposta do perfil sônico não seria tão linear conforme definida por Wyllie (*op. cit.*), mas que deveria ser expressa como:

$$\eta_s = C_R \cdot \left( \frac{\Delta t - \Delta t_m}{\Delta t} \right) \quad (6.2.38)$$

Observa-se que esta última equação não requer o conhecimento do tempo do fluido ( $\Delta t_f$ ), como na de Wyllie (*op. cit.*), mas somente da matriz ( $\Delta t_m$ ) e de um coeficiente empírico  $C_R$ , da ordem de 0,625. Para os valores de porosidades até 30%, ambas as equações (a de Wyllie e a de Raymer *et al.*) são bastante coincidentes. Para camadas com porosidades acima daquele valor (normal nas profundidades mais rasas em que se perfura para água), é preferível usar-se a equação (6.2.38) em vez da (6.2.37).

## Volume Investigado pelo Sônico

O raio de investigação do perfil Sônico varia com a frequência utilizada e com a velocidade de propagação do som nas rochas. Estudos de Pirson (1963) indicam que ele é da ordem de 3 vezes o comprimento de onda ( $\lambda$ ), sendo  $\lambda = v/f$ . Ao usar-se uma frequência ( $f$ ) de 20.000Hz defronte a uma rocha de velocidade ( $v$ ) de 5.000 pés/s (1.524 m/s), o raio de investigação do perfil Sônico será da ordem de 0,75 pés (23 cm). Para rochas de 25.000 pés/s (7.620 m/s), o raio de investigação seria de 3,75 pés (114 cm). Reduzindo-se a frequência, aumenta-se a profundidade de investigação.

Alguém poderá, então, argumentar que se os perfis de resistividade são afetados pelo filtrado invasor, então, o sônico também o será. Observe-se alguns valores da tabela 6.2.2. A água doce da zona lavada de uma camada porosa qualquer é a mesma usada para confeccionar a lama (por exemplo, 200 ppm, portanto, de tempo igual a 200  $\mu$ s/pé). Suponha-se que a zona virgem desta mesma camada tenha uma água de 100.000 ppm (portanto, tempo igual a 192,3  $\mu$ s/pé). A diferença entre os tempos dos fluidos será de apenas 7,7 insignificantes  $\mu$ s/pé! Todavia, diferença exagerada existe entre os valores de resistividade de ambas soluções. A água de 100.000 ppm tem uma resistividade de 0,075 Ohm.m@25°C, enquanto que a de 200 ppm, à mesma temperatura, tem 45 Ohm.m. Quer dizer, os perfis de resistividade são muito mais afetados pela invasão que o perfil sônico.

Material Puro	Tempo de Trânsito ( $\mu$ s/pé)	Velocidade (pés/s)
Dolomita	43,5	22.988
Diabásio	44,6	22.435
Calcário	47,6	21.008
Anidrita	50,0	20.000
Granito	50,8	19.685
Gipsita	53,0	19.047
Arenito (quartzo)	55,5	18.018
Revestimento (aço)	57,1	17.500
Basalto	57,5	17.391
Folhelho	60,0 - 170,0 (*)	16.666 - 5.882 (*)
Halita	66,7	15.000
Água (100.000 ppm)	192,3	5.200
Água Pura (doce)	200,0	5.000
Petróleo	238,0	4.200
Metano	626,0	1.600
Ar	919,0	1.088

(\*) Variação decorrente da composição mineralógica, uma vez que os folhelhos não são materiais puros, mas, sim, misturas complexas (compilação da literatura existente).

**Tabela 6.2.2** - Valores laboratoriais médios de tempos de trânsito ( $\mu$ s/pé) e velocidades compressoriais (pés/s) de matrizes e fluidos. Dados compilados de publicações diversas e/ou fornecidos pelas companhias de serviço.

## Efeito da Ausência da Compactação sobre a Porosidade Sônica

Rochas não compactadas são, em grande parte, sedimentos recentes ou pouco profundos, com altas porosidades, onde a água ainda suporta a pressão das camadas sobrepostas. Devido a este fato, Wyllie (*op. cit*) constatou atenuações nas ondas acústicas originando aumentos nos tempos medidos (*stretches*) e, por conseqüência, aumentos nas porosidades calculadas, segundo a equação (6.2.37). Em vista disso, sugeriu, com base experimental, que os próprios folhelhos adjacentes fossem usados como elementos indicadores da compactação ou não das rochas. Estando os folhelhos adjacentes compactados, os corpos intercalados também estariam.

O Indicador de compactação para correção da  $\eta_s$  é, portanto, uma função do tempo de trânsito dos folhelhos ( $\Delta t_{SH}$ ) sobre e sotopostos à camada analisada. O fator  $c$  varia entre 0,8 e 1,2, de acordo com a área, formação etc.

$$\eta_{scp} = \eta_s \cdot \frac{100}{c \cdot \Delta t_{SH}} \quad (6.2.39)$$

onde  $\eta_{scp}$  é a nova porosidade sônica corrigida pela ausência da compactação.

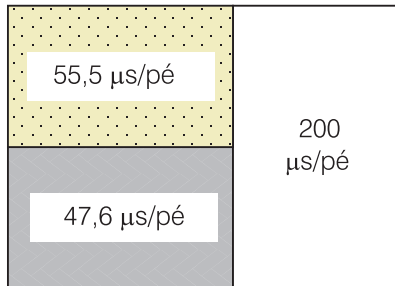
Considera-se uma camada como não compactada quando o  $\Delta t$  dos folhelhos sobre e sotopostos ( $\Delta t_{SH}$ ) apresenta valores maiores que 100  $\mu$ s/pé. Quando o  $\Delta t_{SH} \leq 100$   $\mu$ s/pé, a rocha é considerada compactada e não se deve usar a correção. Assim, dois arenitos que apresentem um mesmo valor de porosidade, não têm que ter, necessariamente, um mesmo tempo de trânsito, desde que um deles seja compactado e o outro não. Convém lembrar que as rochas endógenas (calcários e dolomitos) não apresentam este problema (ausência de compactação), vez que, por serem produtos de precipitações químicas e/ou crescimento orgânico, são naturalmente compactadas.

## Efeito da Porosidade Secundária Sobre a Porosidade Sônica

O perfil sônico registra sempre o menor tempo de trânsito, ou, de acordo com Fermat, o primeiro evento chegado ao receptor, não interessando qual tenha sido a trajetória percorrida pela onda. Uma vez que o som percorre a matriz de uma rocha em maior velocidade do que em qualquer tipo de fluido, este perfil tende a registrar somente a porosidade interligada ou intergranular, não registrando aquelas porosidades isoladas, tipo cavidades, vesículas e algumas fraturas. Assim, não é aconselhável usar-se as equações de Wyllie (*op. cit.*) ou Raymer *et al.* (*op. cit*) para litologias que apresentem tais tipos de porosidade secundária, porquanto as  $\eta_s$  serão por demais pessimistas, a não ser que a cavidade seja extensa ou a fratura sub horizontal e aberta.

### Efeito Matricial sobre a Porosidade Sônica

Considere-se uma rocha compactada, com matriz igual a 50% de arenito e 50% de calcário. Aplicando-se a Lei das Misturas à matriz da rocha, tem-se:



$$\Delta t_m = 0,5 (55,5) + 0,5 (47,6) = 51,55 \mu\text{s/pé}$$

A leitura final do perfil será, então:

$$\Delta t = 0,9 (51,55) + 0,1 (200) = 66,395 \mu\text{s/pé}$$

Três serão as situações que um intérprete enfrentará para solucionar o problema (usou-se a equação 6.2.37):

- caso ele considere a camada como sendo constituída somente por arenito, ele calculará uma porosidade sônica igual a 7,54%;
- Caso considere somente calcário, ele calculará 10,36%; e
- caso ele tenha informações adicionais (testemunhos, conhecimento da área etc.) acerca da litologia da camada, não cometerá os erros acima, porque estará calculando a porosidade sônica real da rocha:

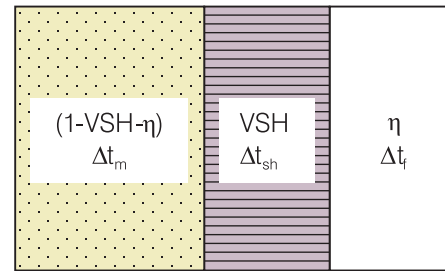
$$\eta_s = \frac{66,395 - 51,55}{200 - 51,55} = 0,1000 = 10,00\%$$

O primeiro intérprete foi pessimista, o segundo otimista e o terceiro realista, porque para resolver o seu problema usou muito mais informações que os anteriores.

### Efeito da Argilosidade (VSH) sobre a Porosidade Sônica

Um arenito argiloso contém um maior volume de água adsorvida aos minúsculos grãos dos argilominerais do que um limpo ou sem argila, que contém somente água intersticial. Esta água adicional diminuirá a velocidade do som, aumentando o tempo de trânsito a ser registrado pelo perfil. Aumentos no  $\Delta t$  significam aumento na porosidade sônica ( $\eta_s$ ), caso calculada sem nenhum tipo de correção.

A correção da argilosidade (VSH) pode ser deduzida a partir do modelo argiloso mostrado abaixo, representativo de um volume unitário de rocha. Fazendo-se um balanço dos tempos e materiais, segundo a Lei das Misturas e da Equação do Tempo Médio de Wyllie (6.2.37), obtém-se:



$$\Delta t = \Delta t_m (1 - VSH - \eta) + VSH \cdot \Delta t_{sh} + \eta \cdot \Delta t_f$$

$$\eta = \frac{\Delta t - \Delta t_m}{\Delta t_f - \Delta t_m} - VSH \left( \frac{\Delta t_{sh} - \Delta t_m}{\Delta t_f - \Delta t_m} \right) \quad (6.2.40)$$

Denominando-se os termos  $(\Delta t - \Delta t_m)/(\Delta t_f - \Delta t_m)$  de porosidade sônica,  $\eta_s$  (calculada como se fora uma rocha limpa, sem argila), **VSH** de argilosidade (calculada, por exemplo, com a curva de Raios Gama) e  $(\Delta t_{sh} - \Delta t_m)/(\Delta t_f - \Delta t_m)$  de porosidade aparente do folhelho adjacente, ou  $\eta_s(\text{SH})$ , obtém-se a porosidade sônica corrigida pela argilosidade,  $\eta_{sc}$ :

$$\eta_{sc} = \eta_s - VSH \cdot \eta_s(\text{SH}) \quad (6.2.41)$$

O termo  $\eta_s(\text{SH})$  é denominado de porosidade “aparente” do folhelho, devido ao fato de ter sido usado na dedução da equação (6.2.40) um único valor para o  $\Delta t_m$  como se fora uma mesma litologia, uma vez que dada a complexidade dos folhelhos, geralmente, não se dispõe do valor matricial realista, a não ser em laboratório. Portanto, deve-se usar, tanto para  $\eta_s$  como para  $\eta_s(\text{SH})$ , os valores referenciados na tabela 6.2.2.

### Efeito de Hidrocarboneto sobre a Porosidade Sônica

Chama-se a atenção dos que trabalham em hidrogeologia para a possibilidade de ocorrência de hidrocarbonetos pouco profundos em algumas bacias brasileiras, a exemplo do Rio Grande do Norte e Sergipe. Em tais situações, os cálculos das porosidades sônicas correm o risco de serem afetados pela quantidade de hidrocarboneto presente nas camadas, principalmente se gasosos.

Embora fuja ao objetivo deste capítulo, apenas para alertar da possibilidade do problema, ressalta-se que o  $\Delta t_f$  (tempo no fluido) da água é da ordem de 189 a 200  $\mu\text{s/pé}$  (respectivamente, salgada ou doce), o do óleo (menos denso) é de 236  $\mu\text{s/pé}$  e do gás (menos denso ainda) é da ordem de 626  $\mu\text{s/pé}$ . Pelo visto, camadas portadoras de hidrocarbonetos têm um ligeiro (óleo) ou exagerado (gás) aumento no tempo de trânsito das camadas ( $\Delta t$ ), em função de tais diferenças. Em outras palavras, observa-se um retardamento no tempo total de propagação de uma onda sonora



em camadas contendo uma mistura de óleo e água, quando comparados àquelas contendo somente água. Este aumento no  $\Delta t$  leva, intuitivamente, a se pensar em um aumento de porosidade, o que não é verdade. Uma rocha com 10% de porosidade continuará tendo os mesmos 10%, caso ela tenha em seus poros água, óleo, gás ou misturas dos três fluidos. O que muda é o tempo a ser registrado pelo perfil sônico ( $\Delta t$ ), já que é uma função direta de  $\Delta t_f$  (equação 6.2.36).

### Problemas Operacionais e Imprecisões das Leituras de $\Delta t$

Apesar de todo o cuidado que o intérprete possa ter em relação aos itens anteriormente discutidos, ainda assim, os tempos registrados ( $\Delta t$ ) pelo Sônico, apresentam problemas, principalmente, em relação a poços bastante desmornados, rugosos ou quando a ferramenta encontra-se em situação tal que sua inclinação provoca uma assimetria admitida para o trajeto da onda sonora, de acordo com o seu princípio de funcionamento. Entretanto, apesar da utilização de pares simétricos de transmissores e receptores, ainda assim, aqueles tempos de trânsito elevados devem ser analisados conjuntamente com o Cáliper (ou calibre do poço), peça fundamental na interpretação do Sônico.

Outros problemas que prejudicam bastante a qualidade das leituras do sônico são os saltos de ciclo (*cycle skipping*) e ruídos. Os primeiros se caracterizam pelo não acionamento de um dos detectores devido à ocorrência de zonas de gás, altíssimas porosidades, fraturas horizontais preenchidas por fluidos, onde, em tais casos, as ondas percorrem forçosamente um meio bastante atenuante, diminuindo a amplitude e tornando-se incapazes de impressionar os detectores. Os segundos, mais raros, são de baixa amplitude, mas podem vir a diminuir os tempos registrados se não for realizada uma filtragem eficiente.

### Exemplo do Perfil Sônico Compensado

Na figura 6.2.11 é apresentado um exemplo do perfil Sônico. A tabela 6.2.3 mostra a planilha usada na interpretação do Indução e Sônico, com dados adicionais, referentes aos folhelhos:  $\Delta t_{sh} = 140 \mu s/pé$ , fator de compactação ( $c$ ) = 1,  $\Delta t_f = 200 \mu s/pé$ ,  $\Delta t_m = 55,5 \mu s/pé$ ,  $GR_{MÁXIMO} = 87$  GAPI,  $GR_{MÍNIMO} = 30$  GAPI, parâmetro **A** relativo à idade da rocha = 2. Para um  $\Delta t_{sh} = 140 \mu s/pé$ , calcula-se uma porosidade aparente para os folhelhos de  $\eta_s(SH) = 58,5\%$ .

Intervalo(m)	Esp. (m)	GR (GAPI)	VSHGR (%)	SP (mV)	SN (Ohm.m)	DIR (Ohm.m)	DT ( $\mu s/pé$ )	$\eta_s$ (%) (Wyllie)	$\eta_{scp}$ (%)	$\eta_{sc}$ (%)
201-213	12	35	5,0	- 17	22	40	100	31	22	19
219-222	3	45	15,2	- 17	21	22	100	31	22	13
232-238	6	30	0,0	- 30	40	60	95	27	19	19

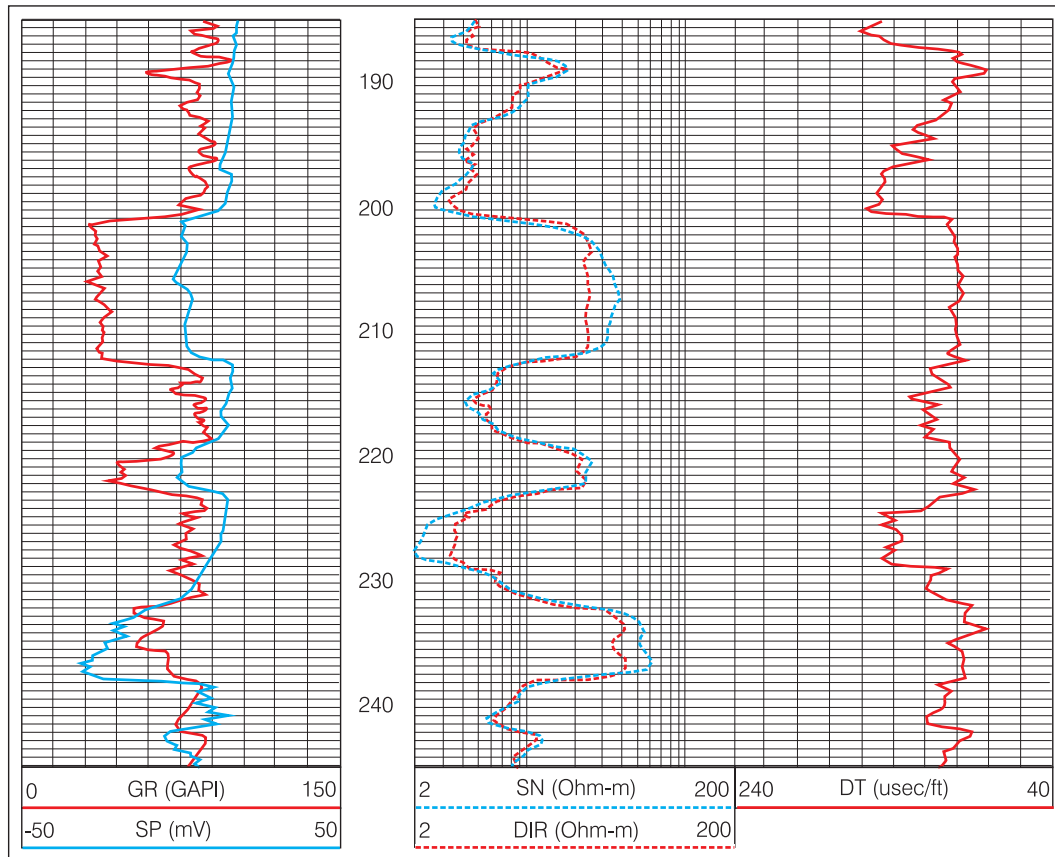
Tabela 6.2.3 - Planilha de interpretação de perfil sônico compensado.

Conclusões:

- os aquíferos superior e inferior apresentam praticamente iguais características de porosidade e argilosidade;
- o intermediário mostra-se bem mais argiloso e com porosidade efetiva menor (desconsiderando-se a argila em seus poros –  $\eta_{sc}$ ), razão pela qual teve sua resistividade **DIR** (zona virgem) menor que as duas outras;
- o aquífero inferior apresenta uma porosidade efetiva semelhante ao superior. A ausência de argila em seus poros e a porosidade total menor ocasionaram uma elevação da **DIR**, dando uma maior possibilidade de melhor qualidade da água intersticial (mais pura por não ter trocado cargas com os argilominerais); e
- a base do aquífero inferior (234 - 238 m) apresenta melhores características hidrogeológicas. A granodrecrescência ascendente, observada no **GR**, aconselha a colocação de filtros apenas neste intervalo, uma vez que filtros acima dele aumentam as chances de uma futura colmatação de seus intervalos filtrantes.

### 6.2.17 Cáliper ou Calibre do Poço

Atua como um perfil auxiliar na avaliação, registrando o diâmetro do poço em relação ao diâmetro nominal da broca que o perfurou. O Caliper assume importante papel na correção dos efeitos ambientais (poço e lama) sobre as respostas dos perfis elétricos, acústicos e radioativos, pelo fato de mostrar quão desmornadas e/ou rugosas encontram-se as paredes do poço. No caso do sônico, informa se os aumentos nos tempos foram decorrência da litologia ou de problemas do poço. Adicionalmente, fornece razoável identificação litológica. Folhelhos, que se incorporam à lama ou desmornam aumentando o diâmetro do poço. Arenitos e demais rochas permeáveis, diminuem de diâmetro pela gradual deposição do reboco. As rochas duras ou cristalinas permanecem com o mesmo diâmetro com que foram perfuradas, ou então, o aumentam assimetricamente quando fraturadas. Por conseguinte, o Cáliper pode ser considerado como uma resposta à resistência mecânica das rochas. Estudos geotectônicos indicam que o eixo maior da assimetria dos poços está direcionado na direção das fraturas (*breakout*).



**Figura 6.2.11** - A curva do  $\Delta t$  (DT) é mostrada na terceira faixa em escala de 40 a 240  $\mu\text{s}/\text{pé}$ . O tempo aumenta da direita para a esquerda. Como a porosidade está diretamente relacionada com o tempo, quanto maior o tempo, maior a porosidade. A uma primeira vista, as camadas com tempos à esquerda são mais porosas que as da direita. Observar a excelente correlação entre o **GR**, o **DT** e a **DIR**. Quando o **GR** diminui de valor (areias), as resistividades aumentam (água doce) e os tempos diminuem. Quando o **GR** aumenta (folhelhos), as resistividades diminuem (muita água) e os tempos aumentam (muita atenuação, dado o excesso de água dos folhelhos).

### Princípio de Medição do Cáliper

O Cáliper é, operacionalmente, a medida da variação da voltagem de uma bobina relacionada com a abertura de dois, três, quatro ou mais braços articulados, pressionados contra a parede do poço. O constante movimento de abrir ou fechar dos braços, de acordo com os estrangulamentos e desmoronamentos, faz variar as características elétricas da bobina. Calibra-se o Cáliper com dois ou mais anéis de diâmetros conhecidos e mede-se as respectivas voltagens na bobina, estabelecendo-se uma escala de calibração.

Os Cáliperes de dois braços tendem a registrar o maior diâmetro do poço e, portanto, calculam volumes maiores que os reais. Os de 3 braços, registram um diâmetro médio do poço. Têm como agravante o fato de todos os braços estarem articulados entre si, bastando que apenas um deles se feche para que os dois outros braços também se fechem, registrando, conseqüentemente, volumes de poço menores que os reais. As ferramentas atuais da indústria são as denominadas de Cáliper XY, que registram a simetria ou ovalização dos poços, por meio da articulação independente dos quatro braços da sonda, dois a dois, fornecendo cálculos volumétricos do poço mais detalhados.

### Usos do Cáliper

O perfil Cáliper pode ser usado para: (a) auxiliar a interpretação litológica; (b) proporcionar meios para a correção ambiental dos perfis; (c) indicar intervalos permeáveis (presença de reboco); (d) determinar intervalos possivelmente fraturados; (e) determinar a espessura dos aquíferos de interesse; (f) determinar o diâmetro dos filtros; (h) calcular o volume do pré-filtro; e, finalmente, (i) corrigir os cálculos de vazões, naqueles poços em que se tenha admitido um diâmetro constante. A engenharia de perfuração usa o Cáliper para calcular o volume do poço para quantificação de pré-filtros, pastas de cimento, tampões etc.

### Exemplo do Perfil Cáliper XY

Na figura 6.2.12 é apresentado um exemplo do perfil Cáliper. Dois tipos de apresentação são mostrados no exemplo. A primeira, na faixa 2, mostra as escalas dos Cáliperes **X** e **Y** aumentando da esquerda para a direita, de 6 até 26 polegadas (in). O diâmetro nominal da broca usada foi de 12 ¼ polegadas. A outra está na terceira faixa, como tivesse sido feito um corte no poço.

A escala tem 10 divisões verticais, cada uma delas correspondendo a 5,2 polegadas, estando o zero na linha central da faixa. Assim, aos 170 m, partindo-se da linha central para a esquerda, verifica-se que o  $Y_{CAL}$  tem cerca de 14 polegadas. Para a direita, o  $X_{CAL}$ , mostra igual valor. Tanto um como o outro tipo de apresentação indica que entre as profundidades de 167 - 175 m o poço está cilíndrico. Por outro lado, no intervalo 180 - 185 m, o poço mostra-se ovalizado. Neste perfil exemplo, anotou-se, entre as próprias curvas do Cáliper, os volumes intervalares para facilitar a visualização.

### 6.2.18 Desvio ou Inclinação do Poço

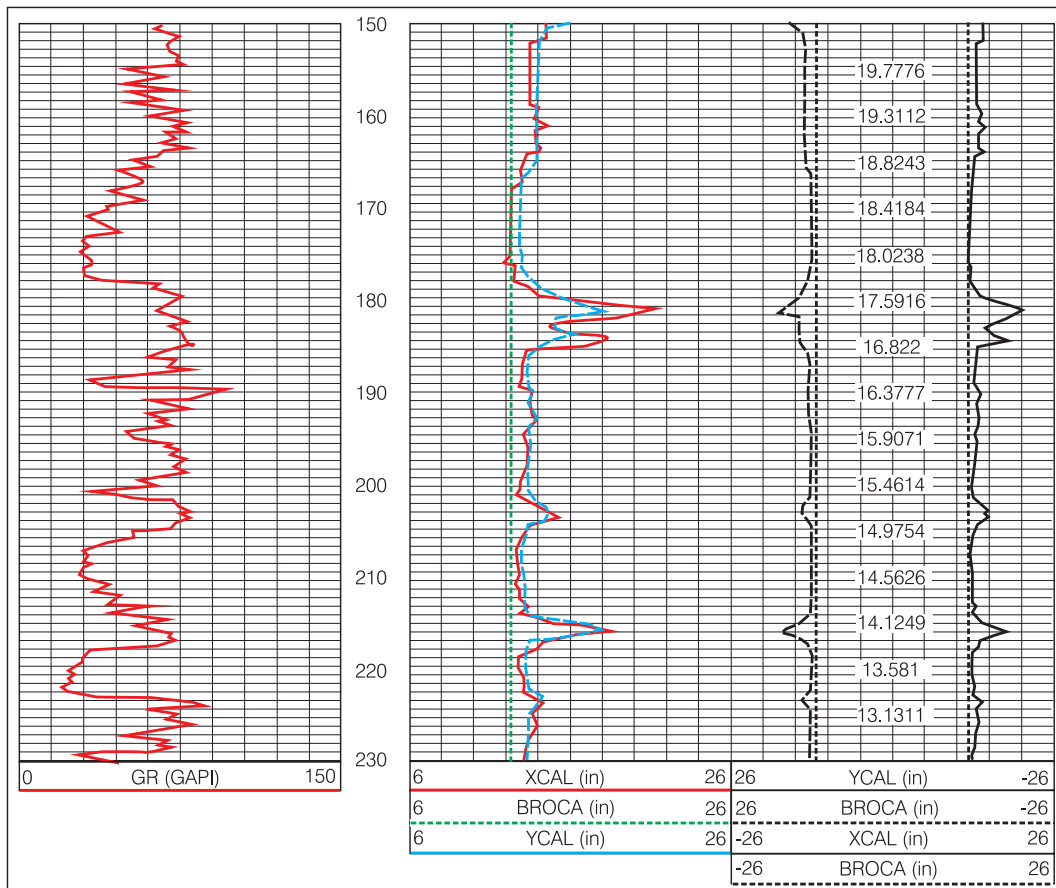
Regra geral, os poços desviam-se mais ou menos da vertical, causando problemas desde o uso de algumas ferramentas de perfilagem, que necessitam estar bem centralizadas nos poços, até a instalação de revestimentos, filtros e equipamentos de bombeio, que necessitam estar em perfeito alinhamento. Outra característica dos desvios de poços é o fato deles não

serem necessariamente graduais, mas variarem tanto em ângulo quanto em direção, principalmente quando as camadas estão fraturadas ou têm altos mergulhos.

A necessidade de se obter continuamente o desvio dos poços tornou-se imperativa quando a indústria do petróleo passou a usar o perfil Dipmeter, que determina o mergulho das camadas, a partir de curvas de microresistividades localizadas em três ou mais patins, uma vez que para se definir o mergulho das camadas, eram necessárias medições da orientação e desvio do poço, além da espessura verdadeira das camadas.

### Princípio de Medição do Desvio

As primeiras medições de desvios foram realizadas com o auxílio de uma barra de peso que era solta, por dentro da coluna, antes de se trocar uma broca desgastada. O choque com a broca fazia o equipamento marcar em um pequeno disco, com círculos concêntricos nele desenhados, indicando o valor do ângulo de desvio da seção final da coluna de perfuração. Existem três tipos distintos de ferramentas de desvio: pêndulos, giroscópios e magnetômetros/acelerômetros.



**Figura 6.2.12** - Perfil Cáliper XY realizado com uma ferramenta de 4 braços, articulados 2 a 2, mostrando ovalizações localizadas. Observar desmoronamentos nos folhelhos e estrangulamentos nas areias. Dadas as constantes movimentações da coluna de perfuração, as areias aparentemente não mostram (muito embora ocorram devido à permporosidade) a presença de reboco (reboco oculto). Os números exibidos na terceira faixa, entre as curvas, resultam da integração volumétrica do poço (em metros cúbicos) a partir dos dois caliperes obtidos. A notação é a inglesa, onde o ponto corresponde à nossa vírgula.

Os mais simples usam um pêndulo mecânico que cria tensões elétricas ao se afastar da vertical em uma bobina de alta sensibilidade. Os dois outros tipos são sistemas de orientação desenvolvidos para a navegação espacial, onde circuitos integrados também geram tensões, nas direções x, y e z, quando cortados pelo campo magnético terrestre. Os últimos são mais usados nas ferramentas atuais de Dipmeter da indústria do petróleo. Na figura 6.2.13 é apresentado um exemplo de um perfil de Inclinação ou Desvio.

### 6.2.19 Temperatura

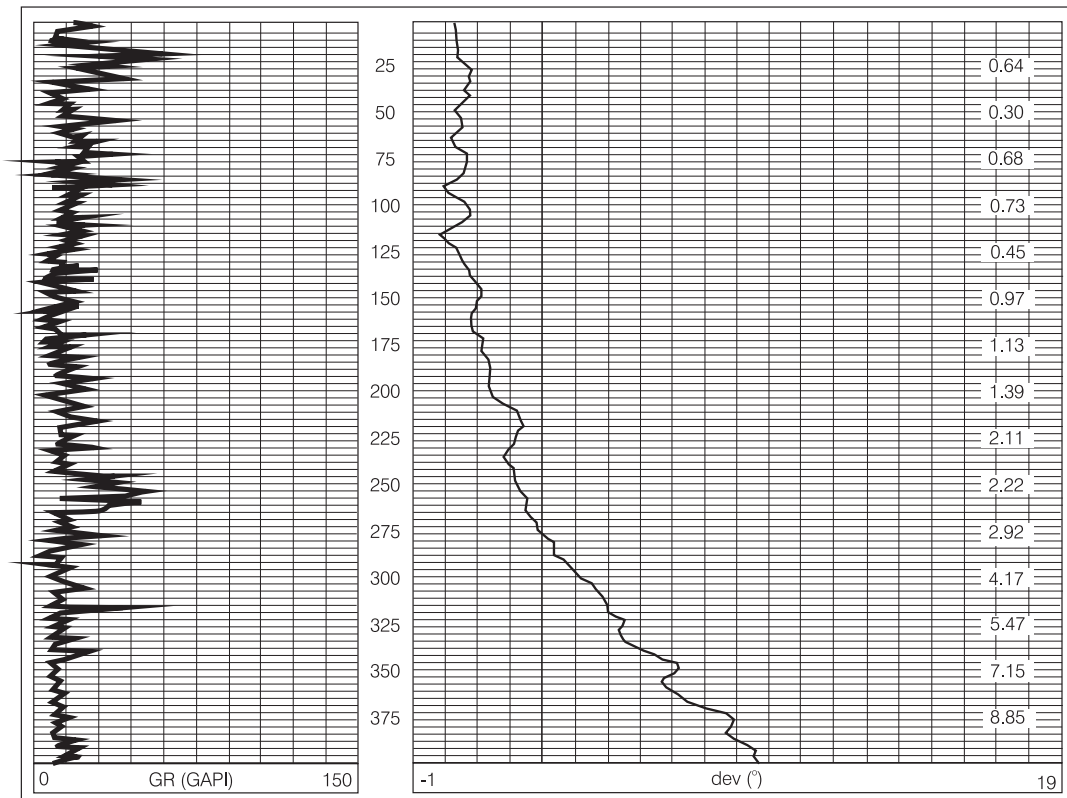
É um perfil de grande aplicação prática e imediata para a hidrogeologia. Ele registra de modo contínuo a temperatura da lama, podendo ser usado na detecção de intervalos com movimentação fluida, para localizar cimento atrás dos revestimentos ou, então, para o estudo da condutividade térmica das rochas ou geotermalismos. Muito embora seu sensor somente registre variações da temperatura em sua vizinhança, portanto, na lama, esta, por sua vez, adquire a temperatura das camadas, a depender do tempo em que ela permaneça em contato com elas. Caso nenhuma anomalia de temperatura esteja ocorrendo dentro do poço, ou nas rochas adjacentes a ele, os valores medidos apenas aumentarão gradualmente com a profundidade, como resultado do gradiente geotermal.

### Princípio do Perfil de Temperatura

A ferramenta de temperatura consiste de um termistor, isolado e protegido, dentro de um tubo de extremidades abertas por onde passa a lama. O termistor é fabricado de um material de alta condutividade térmica e mínimo calor específico, de modo a proporcionar uma resposta rápida para qualquer variação térmica. As mudanças na resistência interna do termistor são convertidas em pulsos variáveis, de modo a não sofrer a influência da resistência do cabo de perfuração. A temperatura registrada será tanto mais próxima à das camadas, quanto maior for o tempo decorrido entre a parada da perfuração e a descida do termistor.

### Limitações dos Perfis de Temperatura

Além dos possíveis defeitos e quebras instrumentais, o perfil de temperatura é sensivelmente afetado pelo que ocorre no poço. O ato de perfurar, de perfilar ou de testar, desequilibra o ambiente térmico. O retorno ao equilíbrio, após qualquer uma dessas operações, requer um tempo razoavelmente longo. Assim, esse perfil deve ser o último a ser corrido, porquanto espera-se que, na ocasião, a temperatura da lama já deva estar próxima daquela representativa da condição de equilíbrio térmico no interior do poço.



**Figura 6.2.13** - Perfil de Desvio, sem indicação direcional. A curva analógica mostra que até os 245 metros o poço manteve-se dentro do limite máximo de 2 graus de desvio da vertical. Ao atingir o topo do folhelho (250-265m), o desvio aumentou rapidamente, atingindo cerca de 10 graus nos 150 metros seguintes. Os números à direita da última faixa indicam os valores registrados pelo sensor, em graus desviados da vertical.

### Usos do Perfil de Temperatura

Aqüíferos posicionados em profundidades diferentes apresentam diferentes temperaturas. Assim, caso dois aquíferos estejam contribuindo para um mesmo poço, o perfil de temperatura poderá identificá-los e permitir uma estimativa da contribuição relativa de cada um deles.

Drury (1984) usou perfis de temperatura para definir anomalias térmicas provenientes de fluxos hidrodinâmicos em fraturas.

Admitindo-se que a temperatura do fluido em torno do termistor seja a mesma das rochas defronte a ele pode-se, também, determinar o gradiente geotérmico ( $G_g$ ) do poço e/ou da área. Isto somente será verdade, se ocorrer equilíbrio térmico entre a lama do poço e as camadas, sem movimentação vertical de fluido. O  $G_g$  nas rochas de baixa permeabilidade é bem maior do que nas porosas. Na figura 6.2.14 é apresentado um exemplo de um perfil de Temperatura.

### 6.2.20 Interpretação Final dos Perfis Geofísicos de Poços

Até bem pouco tempo, a técnica de perfilagem geofísica hidrogeológica diferenciava-se da petrolífera em, pelo menos, um aspecto fundamental. Os sensores usados eram, predominantemente, finos (< 2 polegadas), desenvolvidos e projetados para a indústria mineira e/ou geotécnica. Os poços onde os perfis eram corridos, de pequeno diâmetro, eram denominados de *slim-holes*. A indústria do petróleo, por sua vez, sempre usou ferramentas com sensores mais grossos (4 polegadas) e robustos, denominadas de API, em virtude do diâmetro de seus poços serem bem maiores do que aqueles, além da ocorrência de elevadas temperaturas e pressões. Atualmente, os poços de água e de petróleo são bastante similares, pelo menos no que diz respeito a seus diâmetros. Grandes diâmetros de poços e pequenos diâmetros dos sensores de perfilagem exageram os efeitos do

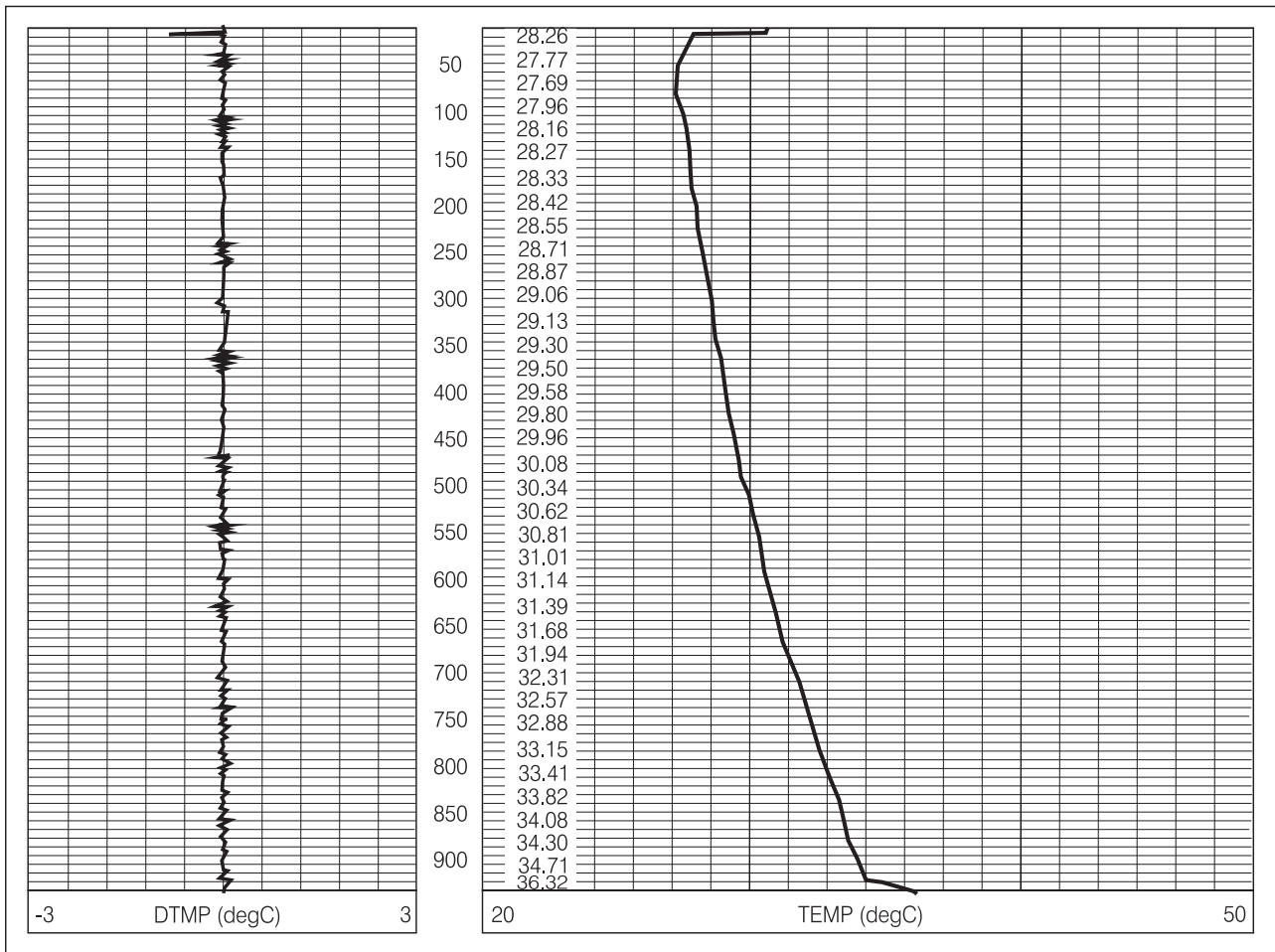


Figura 6.2.14 - Perfil de Temperatura mostrando uma variação de temperatura entre os 100 e os 800 metros, da ordem de 4,75 °C. DMTP é a razão da variação da temperatura com a profundidade ou temperatura diferencial.

poço em si, dificultando sensivelmente a obtenção das características elétricas, acústicas e radioativas das rochas e, conseqüentemente, comprometendo qualquer quantificação desejada.

As ferramentas API são, em média, uma vez e meia mais grossas que as usadas nos *slim holes*. Isto pode ser traduzido, teoricamente, em cerca de uma vez e meia menos influência do poço/lama sobre as leituras realizadas, considerando-se iguais configurações e mesmo princípio físico ferramental dos sensores. Esta é a principal vantagem da utilização das ferramentas API em poços de grande diâmetro, quer para pesquisa de petróleo, quer de água, indistintamente.

Incontáveis trabalhos, livros, revistas e publicações de sociedades científicas específicas, dedicam-se exclusivamente à rendosa indústria do petróleo, fonte principal de incentivo para o grande desenvolvimento tecnológico da indústria paralela das companhias multinacionais de serviços de perfilagem. As multinacionais sempre demonstraram pouco ou nenhum interesse em participar efetivamente da pesquisa hidrogeológica, que, durante muito tempo, teve que se contentar com os equipamentos *slim holes*, técnica e operacionalmente limitados. Todavia, já existem no mercado ferramentas finas, de padrão tecnológico bastante aceitável, porém sofrendo os efeitos ambientais, quando usadas em poços de 8 ou mais polegadas de diâmetro, uma vez que não foram desenvolvidas para tal.

Por outro lado, poucos são os trabalhos de pesquisas hidrogeológicas demonstrando que os perfis, quando correlacionados com criteriosos dados petrofísicos de laboratório, se transformam em auxiliares importantes na determinação da qualidade das águas e das características comportamentais dos aquíferos. Um dos pioneiros foi Turcan (1962), seguido por Alger (1966), Taylor (1968), Keys (op.cit.) e alguns específicos, como Lima & Girão Nery (2000), sobre as resistividades dos aquíferos areno-argilosos.

Para que a interpretação dos perfis venha a representar a realidade dos aquíferos, é preciso que o intérprete tenha em mente, pelo menos, três aspectos fundamentais: (a) domínio do que seja um aquífero, em seus mais variados aspectos (mineralógicos, petrográficos e sedimentológicos); (b) domínio dos princípios petrofísicos que regem cada uma das ferramentas de perfilagem e (c) domínio da física quantitativa e qualitativa das medições e calibrações. Isto é, ele deverá ser, preferencialmente, um geólogo e conhecer bem o mecanismo de propagação da corrente elétrica e da energia acústica nas rochas, de como elas se tornam natural ou artificialmente radioativas, de como elas se comportam mecanicamente etc.

Conforme pôde ser observado ao longo deste texto, existem distintos tipos de perfis para distintas aplicações práticas. Assim sendo, para cada ramo do conhecimento geológico (hidrogeologia, mineração, geotecnia, geologia do petróleo, geologia do carvão

etc.), haverá sempre uma maneira particular e preferencial para a abordagem e aproximação da realidade dos fatos (interpretação). O geotécnico deseja saber quais as constantes elásticas das camadas atravessadas por um poço; o hidrogeólogo, a qualidade das águas; o sanitarista, o caminho dos poluentes; o geólogo de petróleo, o volume de hidrocarbonetos nas camadas porosas, e assim por diante.

A interpretação dos perfis na indústria do petróleo é, na realidade, bem mais complexa do que aquela feita na indústria da água, em virtude das rochas conterem fluidos bi ou trifásicos (água e petróleo e/ou gás). A interpretação na água (fluido monofásico) não chega a ser tão complexa quanto naquela, mantendo esta, porém, algumas marcantes particularidades.

Lamentavelmente, as cifras envolvidas na água não compensam a realização de custosas pesquisas petrofísicas, de modo que a completação dos poços não é tão seletiva como no petróleo, onde se testa o tipo de fluido de cada camada, individual e exaustivamente. Este tipo de rotina operacional é o ideal para fins comparativos entre as características dos perfis e das rochas. Na indústria da água, todos os aquíferos são postos para produzir a um só tempo, dificultando a identificação da qualidade da água em cada um deles.

Existe uma diferença relativamente grande entre os procedimentos exploratórios hidrogeológicos: (1) os perfis registram dados *in situ* e abrangem volumes de rocha muito maiores que os usados em laboratórios; (2) as análises hidroquímicas são incompletas, pois estão limitadas a analisar somente alguns tipos de íons, e (3) os condutímetro medem exatamente a realidade da solução, porquanto todos os sais, inclusive os traços e exceto os precipitados, participam da condução eletrolítica. Por essa razão, não devemos exigir valores numéricos iguais entre as salinidades das águas determinadas pelos perfis e as determinadas em (2) e (3), pelo simples fato de ser norma comum a coleta da água para análise ser proveniente de dois ou mais aquíferos distintos, tanto em profundidade como em qualidade.

## Qualidade das Águas Intersticiais

Em perfilagem, a qualidade da água (ou seu teor de sais totais dissolvidos - STD) é avaliada por meio da determinação de um parâmetro petrofísico fundamental: **a resistividade da água intersticial ou da formação ( $\rho_w$ )**, propriedade inversamente relacionada à presença de sais nas soluções. Quanto maior a concentração, maior a condutividade ou menor a resistividade. Todos os sais, sem exceção, dissolvidos ou ionizados (menos os precipitados), participam desta propriedade.

Observa-se, de um modo geral, que as águas das formações diminuem a sua resistividade com a profundidade, em razão de um aumento significativo na concentração de sais devido, entre outros, a processos

de filtração osmótica e/ou eletrostática, nos quais os folhelhos têm importante papel (Girão Nery, 1989). As resistividades das águas dos aquíferos rasos estão na ordem de 4 a 50  $\Omega \cdot m$  a 25 °C, com predomínio de sais bivalentes (cálcio e magnésio) e bicarbonato. As águas dos aquíferos mais profundos são cerca de cem vezes menos resistivas (na ordem de 0,04 a 0,05  $\Omega \cdot m$ ), à mesma temperatura, com predominância do cloreto de sódio.

São três os métodos usados na hidrogeofísica para determinação da resistividade das águas das formações: Teste de Formação, Potencial Espontâneo (SP) e o Método do  $\rho_w(A)$ .

### Teste de Formação

É um teste que cria condições para que uma camada possa produzir, temporariamente, o fluido existente em seus poros e/ou fraturas. É, por excelência, o meio mais realista para a obtenção de  $\rho_w$ . Com a amostra da água recuperada, pode-se medir diretamente a sua resistividade e realizar a análise hidroquímica. Em virtude do aparente alto custo de uma análise completa, determina-se, apenas, alguns íons predominantes na amostra ( $Na^+$ ,  $K^+$ ,  $Ca^{+2}$ ,  $Mg^{+2}$ ,  $Cl^-$ ,  $SO_4^{-2}$  etc.). Tal procedimento proporciona discrepâncias numéricas entre os valores determinados para  $\rho_w$  e **STD** entre o laboratório e os perfis, porque a condução da corrente elétrica processa-se, indistintamente, com a participação de todos os íons presentes em uma solução, ao passo que nas análises hidroquímicas somente se determina parte deles. Lamentavelmente, testes de formação não são realizados na indústria da água, de modo que  $\rho_w$  é calculado, com maior frequência, usando os perfis como descrito a seguir.

### Potencial Espontâneo - SP

Discutiu-se, anteriormente, que a equação (6.2.25), definida com base em princípios termodinâmicos, resolve, perfeitamente bem, o caso das soluções monovalentes com predominância do NaCl. Todavia, alguns cuidados devem ser tomados para que se possa calcular  $\rho_w$  através desta equação. A leitura do **SP** deve ser feita defronte a camadas que tenham espessuras superiores a 5 metros, que estejam saturadas ( $S_w = 1$ ) com água com predominância de NaCl (condição esta não muito freqüente nas águas próximas à superfície), que tenham baixa argilosidade ( $V_{SH} \cong 0$ ) e que não estejam desmoronadas (daí a necessidade de um Cáliper, para verificar essa condição). Atentando-se para estes itens, então, **SSP**  $\cong$  **SP**.

O procedimento para cálculo do  $\rho_w$  usando-se o **SP**, dentro das condições especificadas no parágrafo anterior, foi mostrado na figura 6.2.5. Sendo o aquífero portador de água com predominância em NaCl, então  $\rho_w(SP) \cong \rho_w(\text{real})$ . Nestes casos, e somente neles, existem dois meios de se estimar qual seria a salinidade da mesma: o uso de gráficos específicos das companhias

de perfilagem, interrelacionando a resistividade com a temperatura e a salinidade, ou então, a equação de Bateman & Konen (1977), estabelecida com base no referido gráfico (equação 6.2.5).

O processo de difusão de sais, ou atividade, das águas monovalentes é diferente das águas ricas em cátions divalentes. Neste ponto é procedente abrir um parêntese para avaliar os condicionantes da equivalência entre soluções mono e divalentes. Duas soluções, uma contendo 100 ppm de  $CaCl_2$  e outra 100 ppm de  $MgCl_2$ , serão equivalentes à (ou eletroliticamente iguais à) 128 e 188 ppm de NaCl, respectivamente. Elas serão, portanto, bem mais salgadas, mais ativas ou mais condutivas (ou menos resistivas), do que uma solução pura com 100 ppm de NaCl. Por outro lado, uma solução com 100 ppm de  $NaHCO_3$  será equivalente a uma solução de apenas 35 ppm de NaCl, portanto, menos condutiva, mais doce ou mais resistiva do que uma de igual concentração de NaCl (Dunlap & Hawthorne, *op.cit.*).

### Método da Resistividade versus Porosidade ou Método do $\rho_w(A)$

Este método caracteriza-se pelo uso direto da lei de Archie e resulta em valores realistas da resistividade da água de um aquífero qualquer, pelo fato de usar dados *in situ* de resistividades e porosidades. Da equação (6.2.12), considerando-se o coeficiente **a** igual a unidade, tem-se:

$$\rho_w(A) = \eta_e^m \cdot \rho_0 \quad (6.2.42)$$

A letra **A** foi acrescida ao termo  $\rho_w$  para lembrar que ela foi calculada com a equação de Archie e não pelo SP ou outro método qualquer. O  $\rho_w(A)$  requer o uso de um perfil de resistividade profunda (tipo Indução) e um perfil de porosidade. Lembrar que Archie desenvolveu esta equação para rochas limpas (não argilosas), onde a condução da corrente elétrica é realizada apenas pelos fluidos intersticiais e não pelos grãos. O que fazer quando as rochas forem argilosas?

Sabe-se que as leituras da resistividade e da porosidade são influenciadas por dois fatores: o volume e a resistividade do folhelho, respectivamente,  $V_{SH}$  e  $\rho_{SH}$ .  $V_{SH}$  é volume de argila em relação ao volume total da rocha e  $\rho_{SH}$  é a resistividade dos folhelhos sobre e sotopostos aos aquíferos (admite-se, portanto, que os folhelhos adjacentes sejam os mesmos disseminados nos aquíferos). Observa-se que quanto maior a argilosidade menor é a resistividade, devido à condutância superficial adicional causada pelas cargas adsorvidas (a não ser que o folhelho seja do tipo resistivo, calcífero, carbonoso etc.), e maior é a sua porosidade, conforme lida nos perfis, pelo excesso de água dos folhelhos. Admitindo-se, por exemplo, uma rocha composta por uma fração argilosa ( $V_{SH}$ ) e uma arenosa ( $V_{SS}$ ), tal que  $V_{SH} + V_{SS} = 1$  ou 100%, então, a sua resistividade poderá ser dada pela regra das misturas:

$$\rho_0 = \rho_{SS}(1 - V_{SH}) + \rho_{SH}V_{SH} \quad (6.2.43)$$

A resistividade ( $\rho_0$ ) de uma rocha areno-argilosa, é igual à resistividade de sua fração arenosa ( $\rho_{SS}$ ) vezes o volume dessa areia ( $V_{SS} = 1 - V_{SH}$ ) mais a resistividade da fração argilosa ( $\rho_{SH}$ ) vezes o volume de argila ( $V_{SH}$ ).

Exprimindo-se a equação (6.2.43) em termos de condutividade, verifica-se que ela representará um circuito elétrico em paralelo. Na realidade, pode-se demonstrar, que a presença de argila nas rochas origina dois distintos processos de condução da corrente elétrica. Parte dela segue pelos fluidos interporosos, enquanto outra parte segue pela própria superfície dos grãos argilosos, saturados por cargas elétricas adsorvidas. Já na condução acústica inexistente este tipo de ocorrência. O som atravessa os grãos de areia, das argilas e as águas intersticiais em série, por causa do princípio de Fermat. O registro é o menor tempo que a onda leva para realizar o trajeto entre os dois receptores. Igual raciocínio pode ser aplicado em relação à porosidade efetiva:

$$\eta_e = \eta_{SS}(1 - V_{SH}) + \eta_{SH} \cdot V_{SH} \quad (6.2.44)$$

onde,  $\eta_{SS}$  exprime a porosidade total da fração areno-argilosa e  $\eta_{SH}$  a do folhelho.

Como a porosidade efetiva dos folhelhos ( $\eta_{SH}$ ) pode ser considerada nula, isto é, não participa da porosidade efetiva do aquífero, o segundo termo pode ser eliminado:

$$\eta_e = \eta_{SS}(1 - V_{SH}) \quad (6.2.45)$$

A porosidade a ser levada em conta na equação definida acima deve ser a efetiva ( $\eta_e$ ). Já foi antecipado que a presença de até 7% de grãos condutores (principalmente argilominerais) não influenciam significativamente nos valores avaliados para a resistividade (nem na porosidade) das rochas. Entretanto, o que fazer quando as rochas apresentarem argilosidade acima deste valor? Como, então, obter a porosidade efetiva dos aquíferos, a partir do perfil sônico?

### Relação Sólidos Totais Dissolvidos (STD) e a Resistividade da Água ( $\rho_w$ )

Dois soluções de diferentes sais, em tipo e concentração, poderão apresentar um mesmo valor de resistividade. Por exemplo, duas soluções, uma de 500 ppm de NaCl e outra de 1.100 ppm de  $\text{NaHCO}_3$ , apresentarão a mesma resistividade de 10  $\Omega$ .m a 25°C. Isto significa dizer que o bicarbonato de sódio é um sal bem mais doce (resistivo) do que o cloreto de sódio. Para obter-se a mesma resistividade (10  $\Omega$ .m a 25°C), tem-se que adicionar 2,2 vezes mais bicarbonato do que cloreto. Levando-se em consideração iguais concentrações de sais, verifica-se que uma solução

de 1.100 ppm de NaCl apresentará uma  $\rho_w = 4,5 \Omega$ .m, enquanto que outra, com os mesmos 1.100 ppm, porém de  $\text{NaHCO}_3$ , apresentará  $\rho_w = 10 \Omega$ .m, ambas referidas a 25 °C. Isto é, elas continuam guardando, entre si, a razão de 2,2 (Schlumberger, 1989 - *Log Interpretation Charts*).

O raciocínio do parágrafo anterior demonstra que existe uma correlação entre as resistividades ( $\rho_w$ ) e o teor de sais totais dissolvidos (STD) das soluções. Imagine-se, então, qual será o comportamento elétrico de uma solução real contendo misturas desconhecidas de  $\text{NaCl} + \text{NaHCO}_3 + \text{CaSO}_4$  etc.

Girão Nery (1996), usando as análises hidroquímicas (STD e  $\rho_w$ ), publicadas por Lima & Ribeiro (1982) e Lima & Miranda (1988), de águas coletadas em poços da formação São Sebastião, áreas de Camaçari e Centro Industrial de Aratu, bacia do Recôncavo, e lançando-as em gráfico linear, obteve uma hipérbole com coeficiente de correlação igual a  $R^2 = 0,866$ , dada por:

$$\text{STD(ppm)} = \frac{2.190,657}{\rho_w^{0,8456879}} \quad (6.2.46)$$

Ou, generalizando-se:

$$\text{STD} = \frac{a_{\text{STD}}}{\rho_w b_{\text{STD}}} \quad (6.2.47)$$

onde  $\rho_w$  é expressa em Ohm.m à temperatura da formação e **STD** em ppm.

Igual procedimento foi realizado com outros aquíferos, variando o tipo (livre e confinado), a formação, o ambiente, a idade e até mesmo a presença de poluentes (cemitérios). Os resultados obtidos mostram um mesmo tipo de comportamento de curva, com mudança apenas dos coeficientes  $a_{\text{STD}}$  e  $b_{\text{STD}}$ , para qualquer que seja o tipo de solução.

Para alcançar-se esta etapa final do estudo da qualidade das águas, deve-se, portanto: montar um banco de dados com a maior quantidade possível de amostras de análises hidroquímicas e estabelecer, para cada área prospectável ou cada formação ou ambiente deposicional etc., uma equação similar a (6.2.47). Posteriormente, ao perfilar-se novos poços nestas mesmas condições, os resultados deverão ser usados para calcular valores de **STD** dignos de confiança.

### Parâmetros Hidráulicos

Na realidade, os perfis não indicam diretamente a permeabilidade das rochas. Qualitativamente, pode-se dizer que uma camada é mais ou menos permeável que outra. Mesmo o SP, que funciona devido à difusão de cargas ou permeabilidade iônica, não expressa valores quantitativos para a permeabilidade. Qualquer outra forma de se usar os perfis para determinações quantitativas de permeabilidades, requer um extenso suporte de trabalhos de correlação rocha *versus* perfil.



Existindo um só tipo de fluido, o fluxo deste é uma constante, desde que ele não venha a interagir com a rocha. A facilidade de deslocamento de um fluido homogêneo num meio poroso caracteriza a sua permeabilidade intrínseca ( $k$ ). Na presença de dois ou mais fluidos não miscíveis, seus fluxos interferem. Nos poços com petróleo existe uma situação, dentro de camadas espessas, em que a porção mais inferior da camada encontra-se totalmente saturada com água e a superior, predominantemente, com óleo e/ou gás. Entre estas porções, existe uma intermediária, em que a água inferior passa gradativamente para a de óleo, superior, formando uma zona de transição. Esta zona de transição terá pequena espessura, quando a camada for permeável com porosidade constante, e grande extensão, quando a camada for de baixa permeabilidade. Porosidade e permeabilidade são propriedades petrofísicas ligadas à capilaridade, que, por sua vez, é uma função da altura da coluna de água e da diferença de densidades entre os fluidos presentes. Já a capilaridade pode ser traduzida em termos de granulometria. Quanto menor a granulometria, maior a tendência da rocha reter água pelicular ou adsorvida (retenção específica, que no petróleo denomina-se saturação de água irreduzível ( $S_{wi}$ )).

Correlacionando gradientes de resistividade, acima dos contatos óleo-água, com a capilaridade, permeabilidade e saturação de água irreduzível, os pesquisadores da Schlumberger (1989), Coates & Dumanoir (1974), conseguiram definir equações empíricas do tipo genérico,  $k = C \cdot \eta^x / (S_{wi})^y$ , onde  $x$  e  $y$  são coeficientes relacionados com os expoentes  $m$  e  $n$  da equação de Archie (6.2.14).

Clemenceau (1977) mostrou, com o uso de testemunhos e perfis, a existência de uma relação exponencial entre o coeficiente de cimentação  $m$  e a permeabilidade intrínseca ( $k$ ), expressando-a como:

$$k = 10^{\left(\frac{2}{m+1,28}\right)} \quad (6.2.48)$$

Na atualidade, há uma nova linha de pesquisa em que se correlaciona a distribuição espacial dos parâmetros petrofísicos (porosidade, textura etc.) com os parâmetros hidráulicos das rochas, porquanto se admite que os mesmos elementos que regulam o fluxo da corrente elétrica (tortuosidade e porosidade), também regulam a condutividade hidráulica. Nessa tendência, existem vários trabalhos analíticos e experimentais, em que foi possível relacionar a lei de Archie com a de Kozeny-Carman (*in* Croft, 1971), em meios porosos e não argilosos, resultando em equações do tipo:

$$k = \alpha \cdot F_r^{-q} \quad (6.2.49)$$

onde,  $k$  é a permeabilidade intrínseca, ou área por onde o fluxo passa ( $m^2$ ),  $\alpha$  e  $q$  são constantes empíricas e  $F_r$  é o fator de resistividade da formação definido na equação (6.2.8).

Destacam-se, nesta linha, os trabalhos de Niwas & Singhal (1985), estabelecendo relações analíticas entre as leis físicas de Darcy e Ohm, e os trabalhos de Niwas & Lima (2000). Esses últimos autores modificaram semi-empiricamente a equação de Kozeny-Carman e conseguiram relacionar a condutividade hidráulica das rochas arenóargilosas, com um parâmetro denominado por eles de fator de litoporosidade, dependente da porosidade, do fator de resistividade da formação, da argilosidade, da condutividade elétrica da matriz e da tortuosidade (no caso, dos folhelhos que envolvem os grãos de areia como um todo). Estes parâmetros podem ser obtidos, de preferência, com os perfis de múltiplas resistividades e os dois perfis radioativos de porosidade.

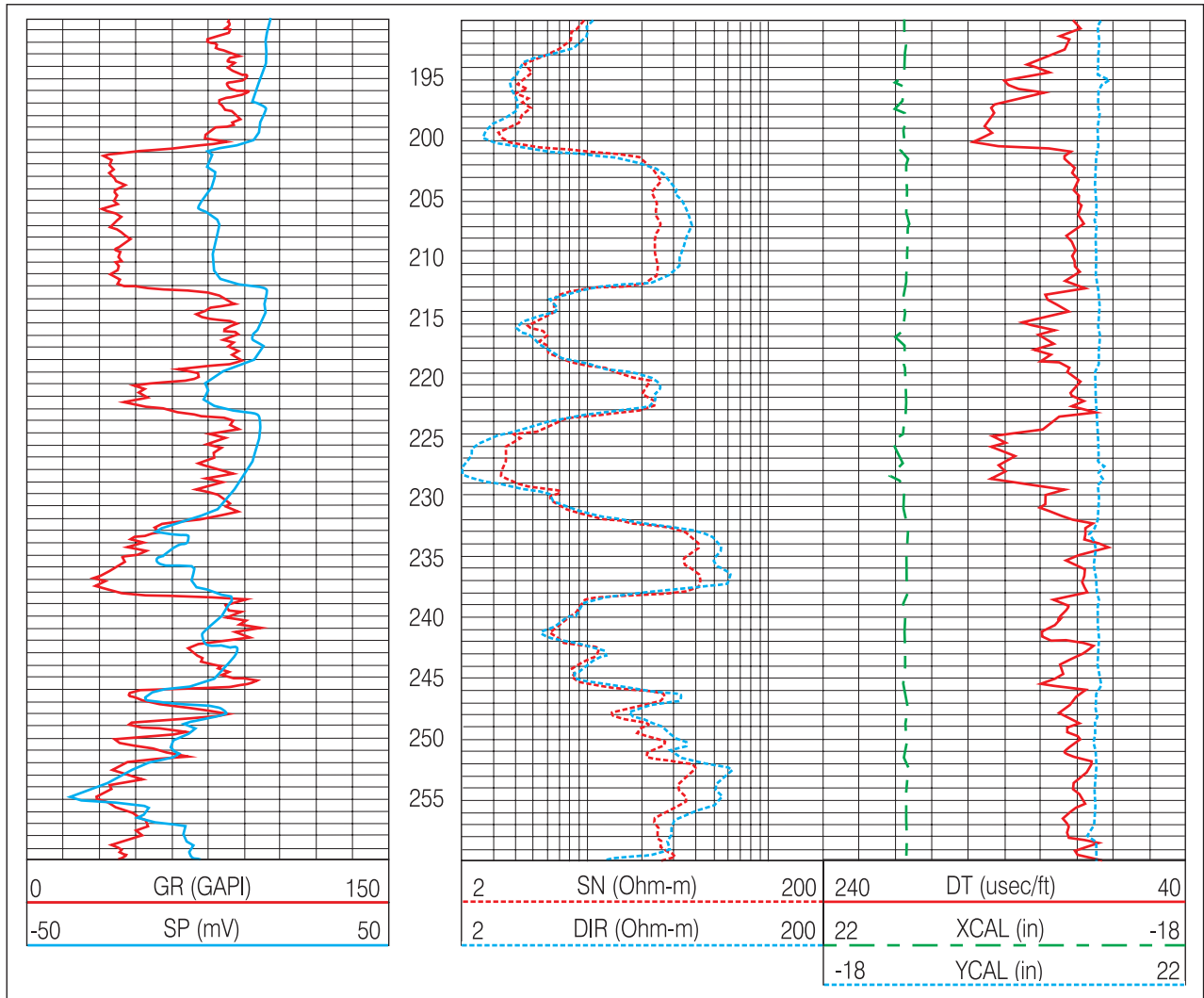
Qualquer que seja o tipo de abordagem que se faça acerca da permeabilidade, pode ser excelente para determinada área e péssima para outra. Por isso, sempre é recomendável que cada intérprete, que use ou que venha a usar exaustivamente os perfis, pesquise seus próprios parâmetros petrofísicos.

### 6.2.21 Estudo de Caso de Interpretação Preliminar

Existem dois modos de abordagem para interpretação quantitativa dos perfis geofísicos de poços. Uma preliminar, também denominada de interpretação *quick look*, em que se calcula as propriedades petrofísicas em algumas profundidades dentro dos aquíferos de interesse, e uma outra, bem mais detalhada, usando-se computadores no campo ou nos escritórios. Para exemplificar ambas as demonstrações de interpretação, usou-se os perfis de um poço na formação São Sebastião, bacia de Tucano, Bahia apresentados na figura 6.2.15.

Na realidade, a figura 6.2.15 é uma composição integrada de todos os perfis corridos no poço (IEL, GR, BCS e XY-Cal), colocados em mesma profundidade por um programa chamado *merge* e dentro de uma única malha API. Este tipo de apresentação é denominado de **Perfil Composto**. As curvas do **SP** e **GR** estão na primeira faixa, as resistividades profunda do Indução (DIR) e Normal Curta (SN), na segunda faixa em escala logarítmica e, na terceira faixa, o Sônico (Dt) e o Cáliper (XYCAL).

O **Perfil Composto** do exemplo mostra, bem definidos, quatro níveis aquíferos nas profundidades de 201-213, 219-223, 232-238 e 252 até a profundidade final, com intercalações métricas e/ou centimétricas de folhelhos, conforme as curvas do **RG** e **SP**. Sobre e sotopostos aos referidos arenitos ocorrem camadas de folhelhos, nas quais foram lidos todos os parâmetros necessários aos cálculos de **VSH** ( $GR_{MÁXIMO}$ ,  $GR_{MÍNIMO}$  etc.). Imediatamente abaixo de cada faixa, para facilitar as leituras quantitativas, são mostradas as codificações de cada uma das curvas bem como suas respectivas escalas de registro.



**Figura 6.2.15** - Perfil Composto do poço usado como exemplo de interpretação (permissão de uso pelo proprietário do poço, CERB e cessão dos arquivos digitalizados pela prestadora de serviços, HYDROLOG). Foram assentados filtros em todos os quatro aquíferos visualizados. O mais inferior deles mostra-se bastante intercalado com camadas de folhelhos de até 1 metro de espessura.

A vantagem do Perfil Composto é a da visualização total e imediata de todas as características petrofísicas, em profundidade, proporcionando ao intérprete uma visão qualitativa, com a qual ele se localiza dentro da coluna estratigráfica da área, escolhe os melhores aquíferos e obtém dos corpos argilosos todos os dados e os parâmetros para uma interpretação quantitativa, preliminar ou de detalhe. Numa avaliação preliminar, deve-se analisar apenas algumas profundidades representativas de cada aquífero de interesse. Por isso, a planilha de cálculos, apresentada na tabela 6.2.4, mostra apenas as profundidades de 207, 220, 236 e 255 metros. Convencionou-se denominar as constantes das equações de **parâmetros petrofísicos**. Assim, o **m** da equação de Archie é um parâmetro, o **GR<sub>MÁXIMO</sub>** e o **GR<sub>MÍNIMO</sub>**, a  $\rho_{mf}$ , a temperatura da superfície ( $T_{Sup}$ ), também são parâmetros. As variáveis lidas nos perfis são denominadas de **dados**. São dados, portanto, o **SP** em mV, o **GR** em GAPI e  $\rho_0$  em Ohm.m etc.

Como subsídio a esta interpretação, e na ausência de testemunhos de rocha que pudessem fornecer os parâmetro **m** e  $\Delta t_m$ , optou-se por **m** = 1,5 de uso mundial, para arenitos com grãos subarredondados, e  $\Delta t_m$  = 56  $\mu$ s/pé (arenitos). Os demais parâmetros petrofísicos, necessários à resolução das equações quantitativas, foram obtidos do cabeçalho das respectivas curvas e pela experiência em trabalhos na área. São pertinentes as seguintes observações:

- todas as unidades, quer dos parâmetros quer dos dados, são aquelas adotadas pela técnica de perfílame e definidas nos itens respectivos deste capítulo;
- resultados do Laboratório: Condutividade,  $\sigma_w$  = 1.271  $\mu$ S/cm, correspondendo a uma resistividade  $\rho_w$  = 7,868 Ohm.m ou **STD** = 616 ppm, segundo a equação (6.2.5). Não confundir **STD** (Sais Totais Dissolvidos) com os Sólidos Totais fornecidos

PLANILHA DE INTERPRETAÇÃO PRELIMINAR DO POÇO - CPRM (2003)																		
PARÂMETROS			INTV (m)	P. FINAL	GR <sub>MAX</sub>	GR <sub>MIN</sub>	AGR	LBFSP	$\rho_{mf}$	T <sub>Sup</sub>	GG	C <sub>R</sub>	m	a <sub>STD</sub>	b <sub>STD</sub>	-	-	-
			190/240	330	93,3	30,0	2	17	11,0	30	30	0,6	1,5	2766	0,976	-	-	-
Pto	Prof	LITO.	GR	IGR	VSH	SSP	FT	K(SP)	$\rho_{mf}$	$\rho_w$ (SP)	$\rho_0$	$\Delta T$	$\eta_t$	$\eta_e$	$\rho_w$ (SP)	$\rho_w$ (A)	$\rho_w$	SDT
1	207	ARN	37,4	0,118	0,062	3,1	36,9	73,86	9,324	10,285	37,6	96,4	0,251	0,236	10,28	4,300	7,292	398
2	220	ARN	71,8	0,660	0,493	1,1	37,3	73,96	9,255	9,569	23,0	100,0	0,264	0,134	9,569	1,128	5,349	538
3	236	ARN	34,6	0,072	0,038	-3,6	37,9	74,09	9,172	8,193	58,0	95,5	0,248	0,239	8,193	6,774	7,483	388
4	255	ARN	30,0	0,000	0,000	-37,4	38,5	74,24	9,075	2,846	55,3	96,6	0,252	0,252	2,846	7,016	4,931	583

**Tabela 6.2.4** - Planilha com os parâmetros e os dados para a interpretação preliminar do Perfil Composto da figura 6.2.15 (adaptado de Hydrolog, intérprete Girão Nery, 2002).

pelo laboratório (762 mg/L), uma vez que este procedimento engloba, eventualmente, resíduos sólidos e não apenas os sais dissolvidos que realmente conduzem a corrente elétrica;

- considerando-se somente os quatro pontos analisados, a média da  $\rho_w$  é de 6,264 Ohm.m à temperatura das camadas ou  $\rho_w = 8,080$  Ohm.m corrigida para igual temperatura do laboratório, valores bastante aproximados.
- por outro lado, os valores de **STD** computados a partir dos 4 pontos acima estimam uma salinidade média na ordem de 477 ppm, um pouco abaixo daquela do laboratório (616 ppm), indicando que os parâmetros **a<sub>STD</sub>** e **b<sub>STD</sub>** ainda merecem um pouco de refinamento.

Analisando-se, coluna a coluna da planilha de interpretação quantitativa, observam-se os seguintes detalhes:

- as duas primeiras linhas (parâmetros) mostram os valores obtidos do cabeçalho do perfil (profundidade final do poço,  $\rho_{mf}$ , temperatura na superfície etc.), informações geológicas (grau geotérmico da área, tempo da matriz, constante m, **a<sub>STD</sub>**, **b<sub>STD</sub>** etc.) e parâmetros obtidos dos perfis (GR<sub>MAX</sub>, GR<sub>MIN</sub> etc.);
- a  $\rho_{mf}$  foi medida na superfície, registrada no cabeçalho (11 Ohm.m@30°C) e corresponde, segundo a equação (6.2.5), a uma salinidade de aproximadamente 437 ppm equivalentes a NaCl. Como de um modo geral  $\rho_w < \rho_{mf}$ , fica justificado o comportamento negativo da curva do **SP** (equação 6.2.25);
- a temperatura deve ser determinada para cada profundidade, para que se possa corrigir a  $\rho_{mf}$  com a equação (6.2.6);
- GR** é uma das leituras obtidas diretamente do perfil, na profundidade considerada;
- IGR** e **VSH** são cálculos feitos, respectivamente, com as equações (6.2.16) e (6.2.17);

- K** é a constante da equação termodinâmica (6.2.25) do **SP**. É uma função da temperatura dada por:  $65 + 0,24 \times \text{TEMP}$ ;
- SSP** é o valor da deflexão da curva do **SP** em escala absoluta, em mV. É medida a partir da **LBF** até a camada desejada;
- $\rho_w$ (**SP**) é a resolução da equação (6.2.25), considerando-se a predominância do NaCl na água intersticial e no filtrado da lama;
- $\rho_0$  é a leitura direta da curva **DIR** (*Deep Induction Resistivity*), tracejada, que é a resistividade profunda, da zona virgem, em Ohm.m. Observar que o Indução está sendo usado em uma lama de água doce, resistiva, portanto, de pequeno efeito indutivo;
- $\Delta t$  é a leitura direta da curva do Perfil Sônico, em  $\mu\text{s}/\text{pé}$ ;
- $\eta_t$  é a porosidade total calculada pela equação de Raymer (6.2.38), com a constante **C<sub>R</sub>** definida nos parâmetros. É costume expressar-se as porosidades em percentual, entretanto, nos cálculos, deve-se usá-las adimensionalmente;
- $\eta_e$  é a porosidade efetiva calculada com a equação (6.2.45), considerando-se  $\eta_{ss}$  como sendo igual a porosidade total ( $\eta_t$ );
- $\rho_w$ (**A**) é a resistividade da água intersticial, calculada com a equação de Archie (6.2.42);
- $\rho_w$  é uma média ponderada entre  $\rho_w$ (**SP**) e  $\rho_w$ (**A**); o autor, pelas razões já discutidas anteriormente, acerca da validade do **SP** (presença de sais bivalentes, ruídos etc.), geralmente, prefere dar um peso maior para o  $\rho_w$ (**A**) (que é uma medida *in situ*). Neste caso, o peso foi igual para ambas as resistividades, visto que o **SP** apresenta um bom desenvolvimento em virtude da água recuperada apresentar aproximadamente 44 % de NaCl;
- STD** é o resultado da equação hiperbólica (6.2.47), em ppm.

### 6.2.22 Estudo de Caso de Interpretação de Detalhe

Este tipo de interpretação, ao contrário da preliminar, segue, aproximadamente, o mesmo roteiro dos cálculos discutidos na planilha da tabela 6.2.4, porém, usando dados digitalizados. Na figura 6.2.16 é apresentado um exemplo deste tipo de interpretação.

O **HIDROLOG™**, foi desenvolvido pelo autor com a finalidade de ser um perfil gerencial, onde o usuário, mesmo não sendo geólogo ou geofísico, pode entender e escolher os locais mais adequados para o posicionamento de seus filtros, de acordo com o projeto do poço. Na primeira faixa são mostradas a argilosidade e as porosidades total e efetiva. Entre elas, uma área hachurada representa a retenção específica correspondente à fração argilosa de cada aquífero. Na segunda faixa são mostradas, usualmente, as duas curvas de resistividade, uma rasa (no caso a RSN) e uma profunda (DIR). Finalmente, na terceira faixa, os valores calculados de **STD**, em ppm, a partir de uma equação hiperbólica que deve ser desenvolvida para cada área, formação, ambiente deposicional, etc. (Girão Nery, 1996).

A riqueza de dados digitalizados obtidos pelos perfis atuais deve ser encarada pelo intérprete como passível de apresentar algumas imperfeições, principalmente no que diz respeito aos contatos entre camadas, já que as curvas em tais contatos não se fazem, devido à inércia do próprio registro, de modo abrupto, mas, sim, gradacional. Daí a porção mais central das camadas espessas mostrar uma tendência à realidade, pois os sensores lêem valores mais precisos. Para exemplificar tal situação, basta observar, na figura 6.2.16, que os aquíferos superior e inferior diminuem de valor na porção mais central da curva do **STD**, as quais correspondem às mais altas da **DIRs** e menores **GRs**.

Visualmente, o **HIDROLOG™** (figura 6.2.16) apresenta, na terceira faixa, todos os aquíferos como sendo portadores de uma água com menos de 500 ppm de **STD**, em média. Os resultados numéricos, calculados a cada 0,1 metros pelo programa, foram aqui suprimidos, por constarem de uma tabulação longa demais. Eles mostraram, resumidamente, os seguintes valores: o primeiro aquífero (201-213 m), tem em média 428 ppm de STD e  $\rho_w = 6,787$  Ohm.m. O segundo (219-223 m), 483 ppm e 6,029 Ohm.m, o terceiro (232-238m), 479 ppm e 6,257 Ohm.m,

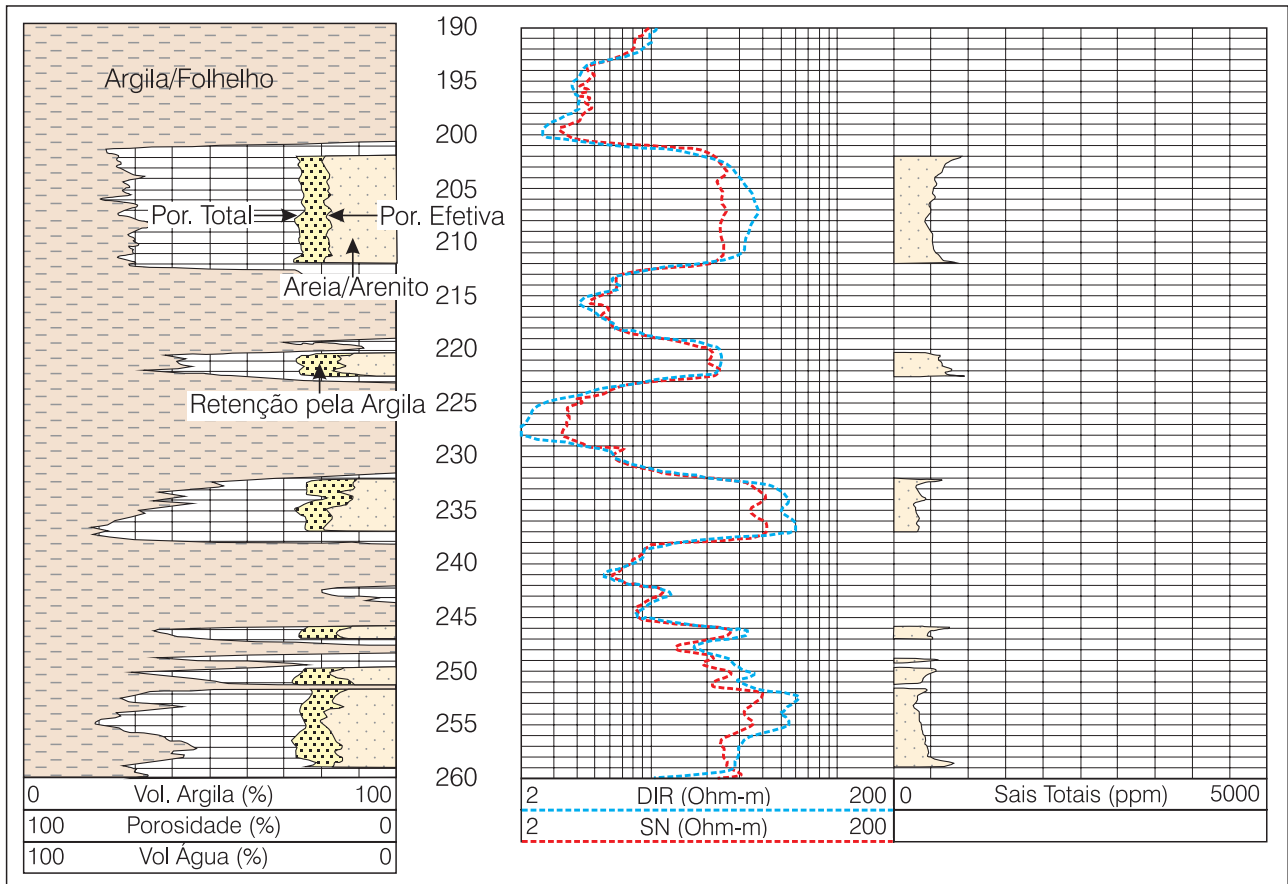


Figura 6.2.16 - Perfil **HIDROLOG™** computado a partir das curvas do perfil composto da figura 6.2.15 (permissão de uso pelo proprietário do poço – CERB e cessão dos arquivos digitalizados pela prestadora de serviços - HYDROLOG).

enquanto o último deles (252-259 m), 561 ppm e 5,144 Ohm.m. Resumidamente, a tabela 6.2.5 mostra que para o poço o valor médio de **STD** é de 490 ppm e da  $\rho_w$  de 6,035 Ohm.m à temperatura dos aquíferos ou 7,785 Ohm.m@25°C.

A melhor comparação possível entre os resultados obtidos é pelo uso da resistividade:  $\rho_w$  do Laboratório = 7,868 Ohm.m@25°C e  $\rho_w$  do Perfil = 6,035 Ohm.m@38,7°C, que corresponde a uma  $\rho_w = 7,785$  Ohm.m@25°C, valores estes, absolutamente, dentro da mesma ordem de grandeza. Esta razoável correlação entre as resistividades só foi possível devido ao poço ter somente filtros nos quatro intervalos mostrados os quais são, qualitativamente, similares em termos de VSH, DT e DIR, conforme pode ser observado no próprio perfil (Figura 6.2.16).

Apesar da grande compatibilidade verificada entre os resultados laboratoriais e dos perfis, convém lembrar que os laboratórios medem a condutividade de uma amostra oriunda de uma mistura de águas (portanto, obedecendo a lei das misturas – equações 6.2.1 e 6.2.50). Por outro lado, os perfis determinam características petrofísicas *in situ*, isto é, cada água corresponde a cada aquífero, independentemente dos demais. Pelo fato de este poço ter posicionado seus filtros exatamente, e somente, nos quatro aquíferos mais promissores, fez com que os valores dos perfis se correlacionassem perfeitamente bem com os de laboratórios, ressalva a ser feita apenas para a equação hiperbólica usada, ainda necessitando de revisão.

Lembrar que a água produzida por um poço qualquer resulta de uma mistura ponderada entre vazões e salinidades do tipo:

$$STD_{final} = \frac{STD_1 \cdot Q_1 + \dots + STD_n \cdot Q_n}{Q_1 + \dots + Q_n} \quad (6.2.50)$$

Pelo que se observa, quanto maior a vazão ( $Q_i$ ) de um determinado aquífero, maior a sua contribuição ao **STD** final. Repetir nunca é demais: em virtude de não se ter, jamais, uma análise hidroquímica completa, com a quantificação da totalidade dos íons presentes em uma solução, deve-se dar, sempre, a preferência

aos resultados obtidos com os condutímetro, ou resistímetro, pela simples razão de que todos os sais, com exceção dos precipitados, participam na condução da corrente elétrica. Os demais dados referentes ao perfil analisado, foram: vazão 44 m<sup>3</sup>/h, de uma água composta de cálcio (3,13), magnésio (1,27), sódio (280), potássio (1,9), bicarbonato (356,49), carbonato (107,58), cloreto (91,74), sulfato (1,56), sílica (8,2) e flúor (1,82) em mg/l. A soma dos íons totaliza 853,69 mg/l contra os 762 mg/l de Sólidos Totais determinados.

### 6.2.23 Usos, Limitações e Vantagens dos Perfis Geofísicos de Poços

Por tudo que foi visto neste capítulo, pode-se concluir que os perfis geofísicos têm uma larga gama de aplicações que abrange estudos hidrogeológicos, de um modo geral, até estudos de engenharia de perfuração ou de lavra e remediação. A seguir são apresentadas as aplicações mais usuais.

#### Aplicações em Hidrogeologia:

- determinação de topo e base dos aquíferos;
- determinação da litologia;
- correlação estrutural e estratigráfica entre poços vizinhos;
- indicação de zonas permeáveis e/ou fraturadas;
- seleção de intervalos mais adequados para a colocação de filtros;
- variações texturais das camadas sedimentares;
- cálculo numérico das porosidades totais e efetivas;
- cálculo numérico do teor de argila ou argilosidade;
- cálculo numérico da retenção específica correspondente à fração argilosa;
- quantificação dos Sólidos Totais Dissolvidos (STD) das águas intersticiais;
- identificação da procedência das águas drenadas (plumas);
- formação de banco de dados de propriedades petrofísicas dos aquíferos.

ESTATÍSTICA DO POÇO - CPRM (2003)																	
ESTATÍSTICA	LITO.	GR	IGR	VSH	SSP	FT	K(SP)	$\rho_{mf}$	$\rho_w$ (SP)	DIR	DT	$\eta_t$	$\eta_e$	$\rho_w$ (SP)	$\rho_w$ (A)	$\rho_w$	SDT
MÁXIMO	ARN	93,3	1,00	1,00	16,5	38,6	74,3	9,415	15,77	59,4	152,9	0,380	0,266	13,38	7,099	7,492	671
MÍNIMO	ARN	30,0	0,00	0,00	-37,4	36,3	73,7	9,055	2,846	2,1	82,6	0,193	0,000	2,846	0,598	4,269	387
MÉDIA	ARN	62,5	0,51	0,41	1,8	37,5	74,0	9,231	10,38	20,5	109,3	0,287	0,162	8,083	3,987	6,035	490
DESVIO	ARN	20,9	0,33	0,31	11,8	0,7	0,2	0,106	3,394	16,9	15,5	0,039	0,078	2,256	1,807	0,939	77

**Tabela 6.2.5** - Estatística dos resultados do **HIDROLOG**<sup>TM</sup> computado a partir das curvas do Perfil Composto da figura 6.2.16.  $\rho_w = 6,035$  Ohm.m@ 38,7°C é igual a  $\rho_w = 7,785$  Ohm.m@25°C (equação 6.2.6).

#### Aplicações em Engenharia de Perfuração:

- localização para posicionamento das sapatas de revestimentos, para prevenção de desmoronamentos das paredes dos poços;
- medidas do diâmetro do poço, para cálculo do volume de pré-filtro ou cimento;
- determinação de zonas com perda de lama;
- cálculo das constantes elásticas dinâmicas das rochas;
- formação de banco de dados de propriedades mecânicas, para melhorar a performance da perfuração de futuros poços no local.

#### Aplicações em Estudos Dinâmicos de Exploração:

- perfilagem radioativa (Raios Gama) e eletromagnética (Indução), quando realizadas em poços revestidos com PVC, podem indicar, seguramente, a composição da coluna e possíveis migrações fluidas entre intervalos filtrantes;
- perfilagens rotineiras, durante a vida útil dos poços, poderão mostrar variações das características petrofísicas e hidrodinâmicas, causadas pelo constante bombeamento;
- perfilagens rotineiras durante a vida útil dos poços, poderão indicar metodologias para controle de plumas.

### Limitações dos Perfis Geofísicos

As grandes companhias de serviços de perfilagem, todas multinacionais, são direcionadas exclusivamente para a indústria do petróleo, razão pela qual elas gastam fortunas em constantes pesquisas tecnológicas. O motivo é bem simples: os poços são muito mais profundos, apresentam maiores temperaturas e pressões que os para captação de água, obedecem a critérios técnicos padronizados de engenharia de perfuração e têm diâmetros entre 8<sup>1/2</sup> a 17<sup>1/2</sup> ou mais polegadas. Estes diâmetros são compatíveis com os equipamentos padronizados usados pelas companhias de serviços de perfilagens mundiais, da ordem de 4 polegadas. Tendo clientela cativa, é claro que as multinacionais, quando solicitadas para a realização de serviços em poços para água, cobram preços igualmente como se fora para um poço de petróleo. Tal fato torna a relação custo/benefício bastante desestimulante e inviável.

Esta foi a principal razão pela qual a indústria da água não fazia uso sistemático da perfilagem dos poços. Quando os usava, eles eram, na maioria das vezes, realizados com equipamentos portáteis, construídos especificamente para poços de mineração e geotecnia (ferramentas com diâmetro de 2 polegadas). Os mais modernos já usam microcomputadores, porém, por continuarem com suas ferramentas ainda relativamente finas, em relação ao diâmetro dos poços, as leituras

dos sensores continuam bastante influenciadas pelo meio ambiente que circunda a ferramenta (diâmetro e volume de lama). Além do mais, tais equipamentos para se tornarem competitivos, têm tecnologia mais simples e não suportam operações demoradas sob condições de altas temperaturas e/ou pressões e choques mecânicos.

Por outro lado, já existem empresas brasileiras, pequenas, equipadas com ferramentas escolhidas entre aquelas do petróleo que melhor se adaptam às condições dos poços da indústria da água, operando sob os padrões de qualidade API e ISO 9000, que podem realizar, com igual qualidade e por um custo muito menor, os mesmos serviços das multinacionais.

### Vantagens dos Perfis dos Poços

As principais vantagens dos perfis de poço, em comparação com os demais métodos de avaliação, são: cobrem todo (ou quase todo) o poço; apresentam um erro máximo de profundidade da ordem de 0,1%; registram várias propriedades das rochas em um só perfil; realizam amostragens em grande detalhe (a depender do tipo de perfil, uma amostra a cada seis polegadas ou uma amostra a cada polegada de poço); têm velocidade de perfilagem variando entre 30 a 75 m/min e têm custo reduzido quando comparado com o custo total do poço ou com uma operação de testemunhagem contínua.

Espera-se, com a divulgação desse texto e com o aumento do número de cursos sobre este tema, que o ainda tímido uso dos perfis geofísicos na hidrogeologia torne-se costumeiro para os hidrogeólogos, os engenheiros hidráulicos e os sanitaristas. Que eles aprendam a tirar o máximo proveito das vantagens dos perfis na pesquisa hidrogeológica.

Neste sentido, deve-se ressaltar que existe atualmente um grande número de perfis disponíveis para o mais exigente dos usuários, além de vários métodos interpretativos para uso em computadores.

### 6.2.24 Considerações Finais

Um programa de perfilagem completo, para uma perfeita avaliação quantitativa de um poço tubular, deverá constar, no mínimo, das seguintes curvas API: SP; RG; resistividade profunda e um perfil de porosidade. Para a hidrogeofísica aconselha-se, respectivamente, os perfis de Gama, Indução 6FF40 e o Sônico. Os dois outros perfis de porosidade, usados corriqueiramente na indústria petrolífera (Densidade e Neutrônico), descem ao poço portando fontes radioativas, de longas meias-vidas, as quais podem, quando ocorrerem problemas operacionais (prisão ou quebra ferramental dentro do poço), contaminar as águas subterrâneas, que serão consumidas por nossos descendentes por muito tempo. O Cáliper é

um perfil opcional, muito embora ele seja o melhor indicador de desmoronamentos e estrangulamentos dos poços, dados essenciais para fins de controle da qualidade das curvas de resistividades e de porosidades. Se o cáliber é do tipo XY, tem-se, ainda, a possibilidade de se obter os volumes exatos do poço, para fins de completação e quantificação de pré-filtro e pastas.

Para a determinação de  $\rho_w$ , bem como o **STD** dela derivado, deve-se dar a preferência, ou um peso maior, ao método do  $\rho_w(\mathbf{A})$  do que o  $\rho_w(\mathbf{SP})$ . No primeiro, pelo fato de tanto as resistividades como as porosidades serem leituras *in situ* e que podem ser corrigidas pelos efeitos da argilosidade. No segundo, a não ser que se use uma metodologia de cálculo conforme definida no item 6.2.12 e suas respectivas equações (6.2.28) e (6.2.29).

Entretanto, para que se possa trabalhar com os perfis é necessário um especialista ou intérprete, preferentemente, em constante reciclagem. Ele deve ter bons conhecimentos das rochas e da geologia da área, dos princípios físicos fundamentais que regem cada perfil, além de aliar a tudo isto uma alta dose de bom senso, lógica e pragmatismo.

Para finalizar, um conselho de quem usa perfis há muito tempo: **não existe verdade absoluta quando se trata de interpretação**. Ferramentas adequadas ao tipo de trabalho a realizar, adicionadas a uma maior quantidade possível de informações, nos aproximam da verdade almejada.

## Referências

ALGER, R. P. Interpretation of electric logs in fresh-water wells in unconsolidated formations. In: TRANSACTIONS of the Society of Professional Well Log Analysts: 7th Annual Logging Symposium. Houston: Society of Professional Well Log Analysts, 1966. (Paper CC).

ARCHIE, G. E. The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics. **Transactions of the American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers**, New York, n. 146, p. 54-62, 1942.

BATEMAN, R. M.; KONEN, C. E. The log analyst and the programmable pocket calculator. **The Log Analyst**, Houston, v. 18, n. 5, p. 3-11, sept/oct. 1977.

CLAVIER, C.; COATES, G. R.; DUMANOIR, J. Theoretical and experimental bases for the Dual Water Model for the interpretation of shaly sands. **Society of Petroleum Engineers Journal**, Dallas, v. 4, p. 153-168, 1984.

CLEMENCEAU, J. R. The cementation exponent in the formation factor-porosity relation: the effect of permeability. In: TRANSACTIONS of the Society of Professional Well Log Analysts: 18th Annual Logging

Symposium. Society of Professional Well Log Analysts, 1977. (Paper R).

COATES, G. R.; DUMANOIR, J. L. A new approach to improved derived permeability. **The Log Analyst**, Houston, v. 15, n. 1, jan./feb. 1974.

COSTA, R. C. Fluidos de perfuração, conceitos da perfuração petrolífera aplicados à perfuração de poços para água. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 7., 1992, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: ABAS, 1992.

CROFT, M. G. A method of calculating permeability from electric logs. In: GEOLOGICAL Survey Research 1971. [Reston, VA]: U.S. Geological Survey, 1971. p. B265-B269. (U.S. Geological Survey Professional Paper 750-B).

DOLL, H. G. Introduction to Induction logging. **Journal of Petroleum Technology**, Dallas, v. 2, n. 7, jun. 1949.

DRURY, M. J. Borehole temperature logging for the detection of water flow. **Geoexploration**, Amsterdam, n. 22, p. 231-243, 1984.

DUNLAP, O. F.; HAWTHORNE, R. R. The calculation of water resistivities from chemical analysis. **Transactions of the American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers**, New York, n. 142, p. 373-375, 1951.

ELIAS, V. L. et al. Organização e Análise das Propriedades Elétricas de Reservatórios Brasileiros. In: CONGRESSO INTERNACIONAL de GEOFÍSICA, 6., 1999, Rio de Janeiro, RJ. **Resumos Expandidos**. Rio de Janeiro: SBGf, 1999. CD.

GIRÃO NERY, G. Equações hiperbólicas relacionando  $R_w$  com STD: determinação da qualidade da água através dos perfis geofísicos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 9., 1996, Salvador. **Anais...** Salvador: ABAS, 1996.

\_\_\_\_\_. **Estudo da eficiência na filtração osmótica da bentonita e folhelhos triturados da formação Candeias, bacia do Recôncavo, Bahia, Brasil**. 1989. Tese (Mestrado)-Universidade Federal da Bahia, [Salvador], 1989.

GIRÃO NERY, G.; WANDERLEY, P. R. M.; CAVALCANTE, A. T. Uso dos perfis geofísicos em um poço da bateria da Praça Gonçalves Ledo (Maceió), revestido com PVC. **R. Águas Subt.**, n.16, p.21-38. 2002.

GONDOUIN, M.; TIXIER, M. P.; SIMARD, G. L.. An experimental study on the influence of the chemical composition of electrolytes on the SP curve. **Journal of Petroleum Technology**, Dallas, n. 210, p. 58-72, 1957.

GUYOD, H. Electric Log Interpretation. **The Oil Weekly Magazine**, Dec. 3, 10, 17, 24, 1944.

\_\_\_\_\_. **The Guyod's Electric Well Logging**. Texas: Welex. Inc., 1945.

- HAGIWARA, T. **Response of 2 MHz resistivity devices in thin laminated formation (anisotropic resistivity and EM log interpretations)**. [Richardson, TX]: Society of Petroleum Engineers, 1994. (SPE paper 28426).
- HALLENBURG, J. K. **Geophysical logging for mineral and engineering applications**. [S.l.] Pennwell Books, 1983. 254p.
- JACKSON, P. D.; SMITH, D. T.; STANFORD, P. N. Resistivity - porosity - particle shape relationship for marine sands. **Geophysics**, Tulsa, v. 43, n. 6, p. 1250-1268, oct. 1978.
- KELLER, G. V., Rocks and minerals properties. In: NABIGHIAN, Misac N. (Ed.). **Electromagnetic methods in applied geophysics**. Tulsa: Society of Exploration Geophysics, 1988. v. 1.
- KEYS, W.Scott. **Borehole geophysics applied to ground-water investigations**. Dublin, OH: National Water Well Association, 1989. 313 p.
- LIMA, O. A. L.; RIBEIRO, A. C. Caracterização hidrogeológica do aquífero São Sebastião, na área do CIA/BA, usando perfis elétricos de poços. **Revista Brasileira de Geofísica**, São Paulo, v. 1, n. 1, p. 11-22, 1982.
- LIMA, O. A. L.; MIRANDA, T. A. D. Condições hidrogeológicas dos aquíferos artesianos na região do Complexo Petroquímico de Camaçari, Bahia. **Revista Brasileira de Geociências**, São Paulo, v. 18, n. 1, p. 43-49, 1988.
- LIMA, O. A. L.; GIRÃO NERY, G. Determinação da resistividade elétrica das águas intersticiais usando perfisagens de potencial espontâneo. In: CONGRESSO INTERNACIONAL DA SOCIEDADE BRASILEIRA DE GEOFÍSICA, 6., 1999, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: SBGf, 1999.
- \_\_\_\_\_; GIRÃO NERY, G. Interpretation of resistivity log in fresh-water aquifers. CONGRESSO INTERNACIONAL DA SOCIEDADE BRASILEIRA DE GEOFÍSICA, 7., 2001, Salvador. **Anais...** Rio de Janeiro: SBGf, 2001.
- LIMA, O. A. L.; NIWAS, Sri. Estimation of hydraulic parameters of shaly sandstone aquifers from geoelectrical measurements, **Journal of Hydrology**, Amsterdam, v. 235, n. 1-2, p. 12-26, aug. 2000.
- LIMA, O. A. L.; SHARMA, M. M. A grain conductivity approach to shaly sandstone. **Geophysics**, Tulsa, v. 55, n. 10, p. 1347-1356, 1990.
- MORAN, J.H.; KUNZ, K.S. Basic theory of induction logging. , **Geophysics**, Tulsa, v. 27, n. 6, p. 829-858, Dec. 1962.
- NIWAS, Sri; SINGHAL, D. C. Acquiifer transmissivity of porous media from resistivity data. **Journal of Hydrology**, v. 82, n. 1-2, p. 143-153, nov. 1985.
- PIRSON, S. J. **Handbook of well log analysis for oil and gas formation evaluation**. New York: Prentice Hall; Inc. Engelwood Cliffs, N. J., 1963. 337p.
- RAYMER, L. L.; HUNT, E. R.; GARDNER, J. S. An improved sonic transit time to porosity transform. In: TRANSACTIONS of the Society of Professional Well Log Analysts: 21st Annual Logging Symposium. Houston: Society of Professional Well Log Analysts, 1980. (Paper 546 P).
- SCHLUMBERGER. Educational Services. **Log interpretation charts**. [Sugar Land, TX], 1989. 152 p.
- \_\_\_\_\_. **Resistivity measurement tools**. [Sugar Land, TX], 1984. 39p.
- SUNDENBERG, K. Effect of impregnating waters on electrical conductivity of soils and rocks. **Transactions of the American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers**, n. 97, p. 367-371, 1932.
- TAYLOR, J. O. Ground-water resources of the northern Powder River Valley, Southeastern Montana. **Montana Bureau of Mines and Geology Bulletin**, Butte, MT, n. 66, p. 12-20, 1968.
- TOWLE, G. An analysis of the formation resistivity factor - porosity relationship of some assumed pore geometries. In: TRANSACTIONS of the Society of Professional Well Log Analysts: 3rd Annual Symposium. Houston: Society of Professional Well Log Analysts, 1962. (Paper 26 C).
- TURCAN Jr, A. N. **Estimating water quality from electrical logs**. [Reston,VA]: USGS, 1962. p. (U.S. Geological Survey Professional Paper. 450-C).
- WAXMAN, M. H.; SMITS, L. J. M. Electrical conductivities in oil-bearing shaly sands. **Society of Petroleum Engineers Journal**, Dallas, v. 243, p. 107-122, 1968.
- WINSAUER, W. O.; McCARDELL, W. M. Ionic double layer conductivity in reservoir rocks, **Transactions of the American Institute of Mining and Metallurgical Engineers**, New York, v. 198, p. 129-134, 1953.
- WYLLIE, M. R. J. **The fundamentals of well log interpretation**. New York: Academic Press, 1956. 238 p.



## Capítulo 6.3

## TESTES DE BOMBEAMENTO EM POÇOS TUBULARES

Fernando A. C. Feitosa  
J. Geilson A. Demetrio

## 6.3.1 Introdução

Os testes de bombeamento representam, sem nenhuma dúvida, a forma de mais fácil aplicação (e de maior garantia em seus resultados) usada tradicionalmente para determinação dos parâmetros hidrodinâmicos dos aquíferos e para verificação da qualidade da construção das obras de captação de água subterrânea, além de serem ferramentas indispensáveis para a determinação de vazões de exploração de poços. Neste texto, são abordados os tipos de testes de bombeamento, os equipamentos empregados e as metodologias de planejamento e execução mais usuais. As questões relativas à interpretação de testes são apresentadas nos capítulos 6.4, 6.5 e 6.6.

## 6.3.2 Classificação de Testes de Bombeamento

De uma forma ampla, os testes de bombeamento podem ser classificados em: **testes de aquífero** e **testes de produção**. Além destes, são também utilizados para o estudo de aquíferos os testes de injeção (*slug tests*), os quais não são objeto deste capítulo.

## Teste de Aquífero

Pode-se definir teste de aquífero como sendo um bombeamento que tem por finalidade a determinação dos parâmetros hidrodinâmicos do meio poroso: **transmissividade (T)**, **coeficiente de armazenamento (S)** e **condutividade hidráulica (K)**. A sua execução consiste no bombeamento de um poço, com vazão constante  $Q$ , e no acompanhamento da evolução dos rebaixamentos produzidos em um (ou mais de um) poço de observação situado a uma distância  $r$  qualquer do poço bombeado, conforme ilustrado esquematicamente na figura 6.3.1a.

## Teste de Produção

Pode-se definir teste de produção como um bombeamento que tem por finalidade a determinação da vazão de exploração e as perdas de carga totais

que ocorrem no poço (BQ + CQ<sup>n</sup>, ver capítulo 6.6 e 6.7). A sua execução consiste na realização de um bombeamento e no registro da evolução dos rebaixamentos no próprio poço bombeado (figura 6.3.1b). Podem ser realizados em múltiplas etapas ou numa etapa única de bombeamento.

Os mais indicados são os testes de produção em múltiplas etapas, onde, em cada etapa, a vazão deve aumentar, de modo que  $Q_1 < Q_2 < Q_3 < Q_k$  (sendo  $Q_i$  a vazão da etapa  $i$  de bombeamento, e  $i = 1, 2, 3 \dots k$ ). Entretanto, durante o período de tempo correspondente a cada etapa, a vazão deve ser mantida constante. O ideal é que a vazão aumente em progressão geométrica, devendo-se escalonar a vazão entre um mínimo e um máximo, em função do rendimento da bomba. É recomendável que a maior vazão ( $Q_k$ ) seja da mesma ordem de grandeza (ou superior) daquela cogitada como vazão de exploração. Esta recomendação é calcada no fato de ser a curva obtida (BQ + CQ<sup>n</sup>) rigorosamente válida para o intervalo compreendido entre as vazões extremas ( $Q_1$  e  $Q_k$ ), sendo as extrapolações pouco confiáveis. Podem ser realizados através de duas metodologias distintas: **etapas sucessivas** e **escalonado**.

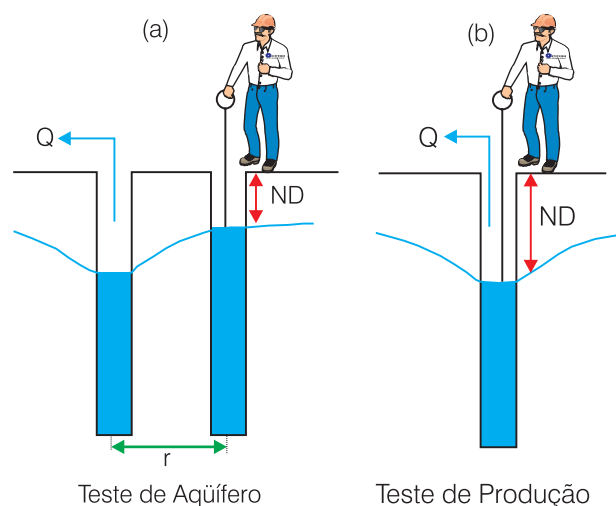


Figura 6.3.1 - Esquema ilustrativo da metodologia de execução de testes de aquífero e testes de produção.

Nos testes de produção em etapas sucessivas, ao término de cada etapa, o equipamento de bombeamento é desligado e aguarda-se a recuperação do nível estático, normalmente por um tempo igual ao da etapa de bombeamento, antes do início da etapa subsequente. Não há a obrigatoriedade da recuperação total do nível estático inicial, conforme é mostrado nas figuras 6.3.2a e 6.3.2b. Ao contrário dos testes em etapas sucessivas, os testes escalonados são realizados através de um bombeamento contínuo, passando-se de uma etapa para outra através de um aumento brusco da vazão. Podem ser realizados com ou sem estabilização final do nível dinâmico em cada intervalo, como ilustrado nas figuras 6.3.2c e 6.3.2d, respectivamente.

A seguir, são apresentados, na tabela 6.3.1, os dados de um planejamento hipotético para a execução de um teste de produção em etapas sucessivas e um teste de produção escalonado, a título de exemplificação.

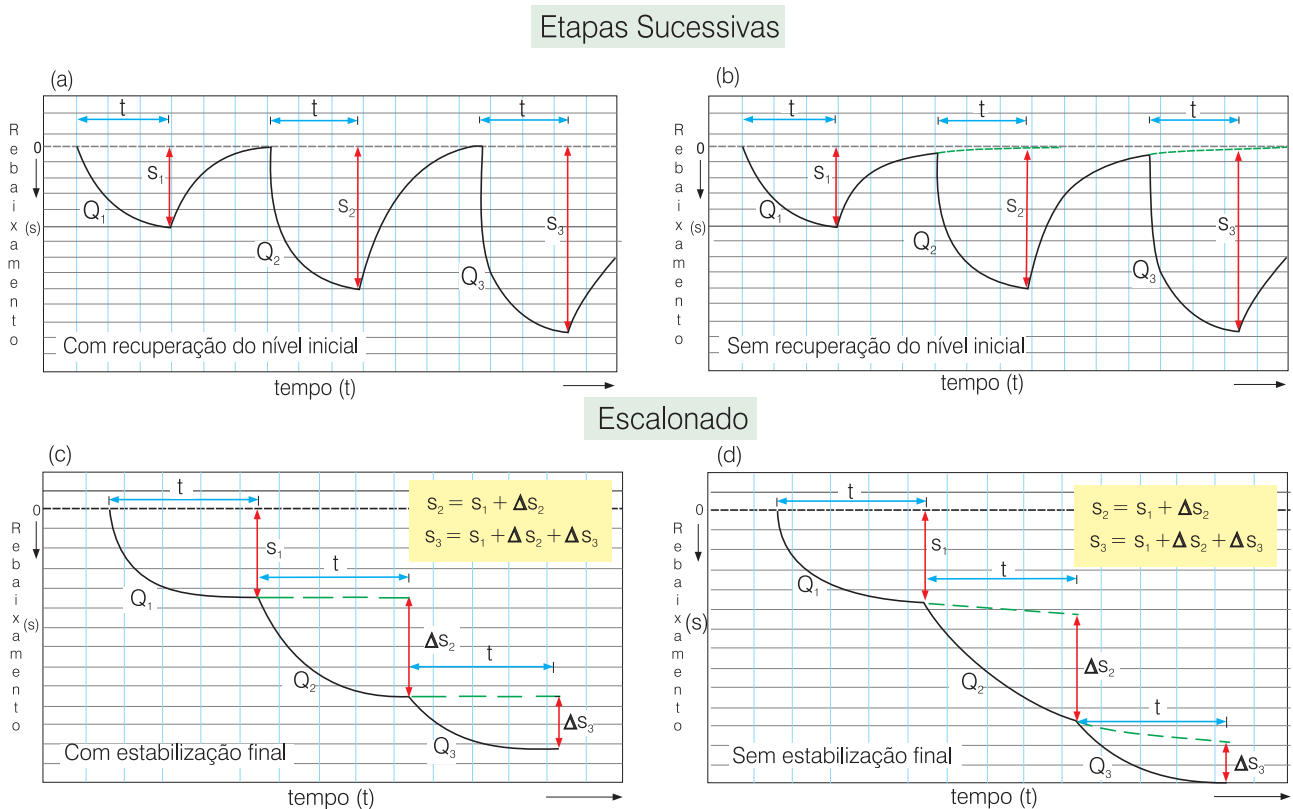
Teoricamente, não existe diferença entre teste de produção em etapas sucessivas ou escalonado. Em geral, os testes escalonados são mais utilizados, porque apresentam a vantagem de serem realizados com maior rapidez, minimizando os custos de operação (custo diário de equipamentos, diárias etc.). Entretanto, quando se realiza teste de aquífero e teste de produção num mesmo poço, o mais adequado é utilizar o teste de produção em etapas sucessivas. Neste caso, pode-se planejar para que as

Etapa	Data	Início	Término	Duração (h)	Vazão (m³/h)
Etapas Sucessivas					
1	19/05/2008	8:00	11:00	3:00	2,0
2	20/05/2008	8:00	11:00	3:00	3,5
3	21/05/2008	8:00	11:00	3:00	5,0
4	22/05/2008	8:00	11:00	3:00	7,0
5	23/05/2008	8:00	11:00	3:00	10,0
Escalaonado					
1	19/05/2008	8:00	11:00	3:00	2,0
2	19/05/2008	11:00	14:00	3:00	3,5
3	19/05/2008	14:00	17:00	3:00	5,0
4	19/05/2008	17:00	20:00	3:00	7,0
5	19/05/2008	20:00	23:00	3:00	10,0

**Tabela 6.3.1** - Planejamento hipotético para a realização de um teste de produção em etapas sucessivas e escalonado.

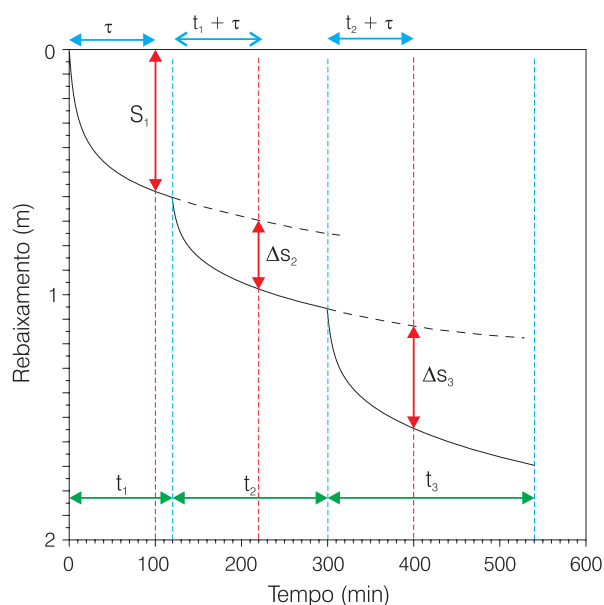
duas primeiras etapas sejam de curta duração (uma a três horas, por ex.) e a última etapa se estender, para atender o planejamento adotado para o teste de aquífero (12, 24, 48 horas, por exemplo).

A utilização dos testes de produção para determinação das perdas de carga totais num poço em bombeamento e na avaliação de vazões de exploração é apresentada, respectivamente, nos capítulos 6.6 e 6.7.



**Figura 6.3.2** - Curvas rebaixamento versus tempo referentes a testes de produção em etapas sucessivas e escalonado (modificado de Custodio & Llamas, 1983).

Tanto nos testes em etapas sucessivas quanto nos escalonados, não é necessário que as etapas de bombeamento tenham obrigatoriamente o mesmo intervalo de tempo. Neste caso, porém, os valores de rebaixamento devem ser relacionados para intervalos de tempo correspondentes ( $\tau$ ), como é mostrado na figura 6.3.3.



**Figura 6.3.3** - Teste de produção em várias etapas com diferentes tempos de bombeamento (modificado de Custodio & Llamas, 1983).

### 6.3.3 Sistemas de Bombeamento

A teoria clássica desenvolvida para análise de testes de aquífero foi estabelecida a partir de uma série de hipóteses (vide capítulo 6.4), uma das quais é a vazão ser mantida constante durante a execução do teste. Alguns sistemas de bombeamento facilitam a observância desse pré-requisito, sendo, portanto, mais indicados.

Sistemas de bombeamento baseados em ar comprimido (*air-lift*) não permitem a constância da vazão nem a sua regulação, logo, não são adequados para a realização de testes de aquífero e/ou produção. Entretanto, no caso de testes de produção em poços captando apenas rochas cristalinas, é admissível a utilização de compressores de ar, na medida em que a hidráulica deste tipo de reservatório já impõe uma taxa variável da descarga.

As bombas centrífugas, embora permitam a regulação da vazão, têm a limitação de profundidade do nível da água. Na teoria, as bombas centrífugas funcionariam normalmente para níveis dinâmicos de até 10,0 metros de profundidade, porém, na prática, o rendimento destas bombas começa a diminuir para níveis a partir de 7,0 metros.

As bombas submersas são as mais adequadas, pois apresentam uma ampla abrangência em sua aplicação (vazão e profundidades do nível da água), além de ter uma fácil operacionalidade na regulação da descarga bombeada.

Teste em poço jorrante é um caso especial em que se admite a vazão variável. Neste caso, o rebaixamento é mantido constante e a variação de vazão é registrada através de um manômetro, instalado na boca do poço.

No capítulo 6.8 serão apresentados os princípios básicos sobre os sistemas de bombeamento utilizados em poços tubulares.

### 6.3.4 Medição de Nível d'Água

Os equipamentos utilizados para medição do nível estático (NE) e acompanhamento da evolução dos níveis dinâmicos (ND) podem ser divididos em **medidores manuais** e **medidores automáticos**.

#### Medidores Manuais de Nível d'Água

Os principais medidores manuais de nível d'água são os elétricos e os ultra-sônicos. Entre eles, os medidores elétricos são os mais difundidos e utilizados. São constituídos, basicamente, por um cabo elétrico ligado a uma fonte, tendo na outra extremidade um eletrodo que, ao tocar na superfície da água, fecha o circuito e aciona um dispositivo de alarme, normalmente baseado na emissão de um sinal sonoro e/ou luminoso. Em alguns casos, são colocados miliamperímetros para indicar a intensidade de corrente que passa pelo circuito. A figura 6.3.4 ilustra um medidor de nível elétrico e sua forma de operação.

A tecnologia ultra-sônica de medição de nível se baseia na medição do tempo requerido por pulsos ultra-sônicos para percorrer a distância de ida e volta do sensor até a superfície do líquido. Um sensor ultra-sônico instalado acima do nível da água emite um feixe de pulsos ultra-sônicos e recebe os ecos refletidos. Um processador capta o sinal refletido, mede o tempo entre a emissão e o retorno deste sinal e calcula a distância do sensor até a superfície do líquido. A medição de níveis com ultra-som é especialmente prática quando, por qualquer razão, não se pode estabelecer contato físico com a superfície a ser detectada.

#### Medidores Automáticos de Nível d'Água

Os primeiros medidores automáticos eram baseados no aproveitamento da energia produzida pelo movimento vertical de ascensão e rebaixamento do nível da água dentro de um poço, para mover um conjunto formado por um flutuador e um contrapeso, ligados por um cabo, que oscilavam juntamente com a água, transmitindo este movimento vertical, através de um sistema de engrenagens

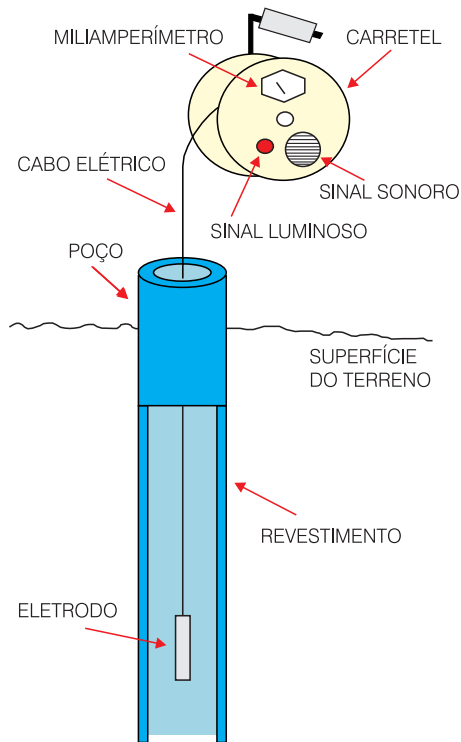


Figura 6.3.4 - Medidor de nível elétrico (modificado de Feitosa & Costa Filho, 1998).

e polias, para um registrador onde se lia diretamente a profundidade do nível da água. Estes dispositivos são conhecidos como linímetros.

Os medidores linimétricos podem ser complementados por um sistema de registro contínuo, constituído por um tambor giratório movido a partir de um pequeno sistema de relojoaria ou um motor elétrico à base de pilhas, no qual é colocada uma bobina de papel específico onde são registradas ininterruptamente, por meio de uma pena e tinta adequadas, as variações que ocorrem no nível da água ao longo de um período de tempo pré-determinado. O dispositivo de medição assim constituído e ilustrado na figura 6.3.5 é denominado de linógrafo.

Com o avanço da tecnologia, os antigos linógrafos estão sendo substituídos por medidores mais modernos, os quais possibilitam uma coleta e análise mais rápida dos dados.

Os medidores atuais, chamados de registradores automáticos de nível de água ou *levelogger* (figura 6.3.6), baseiam-se na variação de pressão da coluna de água exercida sobre um sensor. Esses medidores, na realidade, não medem o nível da água no poço, mas é possível obter os valores de ND e, conseqüentemente, os rebaixamentos, pela variação de pressão captada pelo sensor. Para isso, faz-se uma medida do NE no momento da instalação do equipamento, a qual serve como referência de calibração, podendo-se, então, transformar as medidas de pressão em medidas de ND, o que é muito útil para testes de aquífero ou de produção.

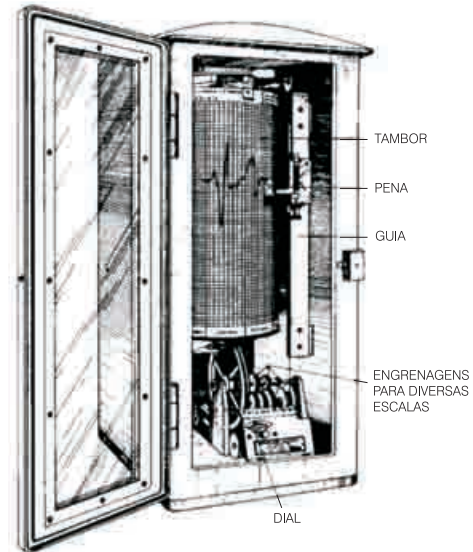


Figura 6.3.5 - Medidor de nível automático - Linógrafo (adaptado de Martinez. & Lopez, 1984).



Figura 6.3.6 - Registrador de nível automático – *Levelogger* (Foto: Demetrio. J.G.A).

Os registradores são apresentados em vários modelos, cuja diferença é a variação de coluna de água que suportam. Comercialmente, se encontram registradores para 5, 10, 20, 30 e 100 metros de variação de coluna de água. Para valores superiores a 100 metros, os registradores podem ser obtidos sob encomenda. É importante ficar atento para a capacidade e limitações dos registradores, pois o uso inadequado danifica o equipamento. Os *leveloggers* são totalmente automáticos, fáceis de programar e permitem selecionar medições com intervalos de tempo desde 0,5 segundos até 99 horas. A sua utilização é muito simples, necessitando-se, geralmente, de um *notebook* e de um *software* específico para calibração, regulação e captação dos dados acumulados.

A pressão sobre o sensor é, na realidade, a soma da pressão atmosférica e da pressão da coluna de água. Em geral, para rebaixamentos significativos, as variações da pressão atmosférica podem ser consideradas desprezíveis e os registros feitos pelo

*levelogger* representam, na prática, a variação da pressão causada pela oscilação da coluna de água. No entanto, quando se tem pequenas oscilações da coluna de água, a variação da pressão atmosférica ao longo do dia torna-se significativa (vide item 6.3.6) e, nesses casos, é essencial detectar essa variação para filtrá-la e se obter o registro correspondente apenas das variações da coluna de água sobre o sensor. A variação da pressão atmosférica pode ser registrada através de registradores de pressão denominados *barologgers*, instalados acima do nível da água, conforme ilustrado na figura 6.3.7.

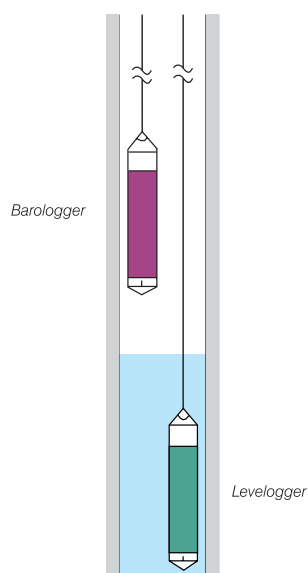


Figura 6.3.7 - Instalação de Levellogger e Barologger.

### 6.3.5 Medição de Vazões

Conforme já dito no item 6.3.3, uma condição essencial para a interpretação consistente de testes de bombeamento é a vazão ser mantida constante. Os equipamentos e métodos mais utilizados para monitoramento e controle de vazões, em testes de bombeamento de poços, estão relacionados a seguir.

#### Escoadouro de Orifício Circular

Dos dispositivos e métodos existentes, o escoadouro de orifício circular apresenta grandes vantagens em relação aos demais. Entre elas, as mais importantes são: a excelente precisão (acima de 98%, Driscoll, 1986) e a possibilidade de assegurar a constância da vazão, requisito básico para a interpretação dos resultados. Não é indicado para a medição de vazões pulsantes de bombas a pistão, podendo ser utilizado com excelentes resultados para todos os outros tipos de bomba. Esse dispositivo é uma variante do medidor Venturi de descargas (a seção estrangulada, no caso presente, abre para o exterior). Consiste de um tubo

de descarga horizontal, com o mínimo possível de rugosidade interna, que é conectado ao tubo de saída da bomba através de uma conexão. O tubo dispõe de um registro (o ideal é do tipo globo), uma placa de aço ou PVC circular perfurada estrangulando a saída e uma tomada piezométrica, tal como mostrado na figura 6.3.8. A placa circular deve ser lisa e sem irregularidades, assim como as paredes do perímetro do orifício. Suas arestas, entretanto, devem ser agudas. É muito importante que a placa funcione em posição perfeitamente vertical e seu orifício seja perfeitamente circular e rigorosamente centrado. A tomada piezométrica deve ser obtida mediante um furo de 1/8" de diâmetro, na interseção da parede do tubo de descarga com o plano horizontal que contém o eixo longitudinal. Em seguida, deve ser conectado ao tubo, um *niple* ou bocal metálico ou de PVC e acoplada uma mangueira transparente e flexível destinada à medição da pressão. Esta medição deve ser feita através de uma escala métrica com precisão milimétrica que deve ser fixada a um suporte qualquer, de forma que o zero da escala coincida com o plano horizontal que corta o eixo do tubo.

Em relação à parte construtiva e operacional deste dispositivo, é importante fazer, ainda, as seguintes considerações:

- o diâmetro do orifício deve ser menor que 0,8 vezes o diâmetro interno do tubo de descarga. A figura 6.3.9 mostra que o valor de  $K_e$  varia rapidamente para valores da relação diâmetro do orifício/diâmetro do tubo que excedem 0,7;
- o *niple* ou bocal usado para conexão da mangueira que serve de tubo piezométrico não deve conter nenhuma saliência para o interior do tubo de descarga;
- o tubo de descarga deve manter a horizontalidade durante todo o período de bombeamento;
- a tomada piezométrica (mangueira) não deve conter obstruções ou bolhas de ar quando se procede a leitura da carga hidráulica;
- pode ser dimensionado praticamente para qualquer ordem de grandeza de vazões de poços, indo desde descargas muito pequenas (< 1,0 m<sup>3</sup>/h) até valores muito altos (> 700,0 m<sup>3</sup>/h);
- antes de sua utilização, é recomendável o seu aferimento através da comparação de medidas feitas por um outro método de comprovada eficiência, para ajuste da constante  $K_e$ .

A vazão é determinada através da seguinte expressão:

$$Q = 4,43 K_e A \sqrt{h} \quad (6.3.1)$$

sendo  $Q$  a vazão expressa em m<sup>3</sup>/s,  $K_e$  a constante do dispositivo, fornecida pelo gráfico da figura 6.3.9,  $A$  a seção do orifício de descarga em m<sup>2</sup> e  $h$  a altura piezométrica em metros.

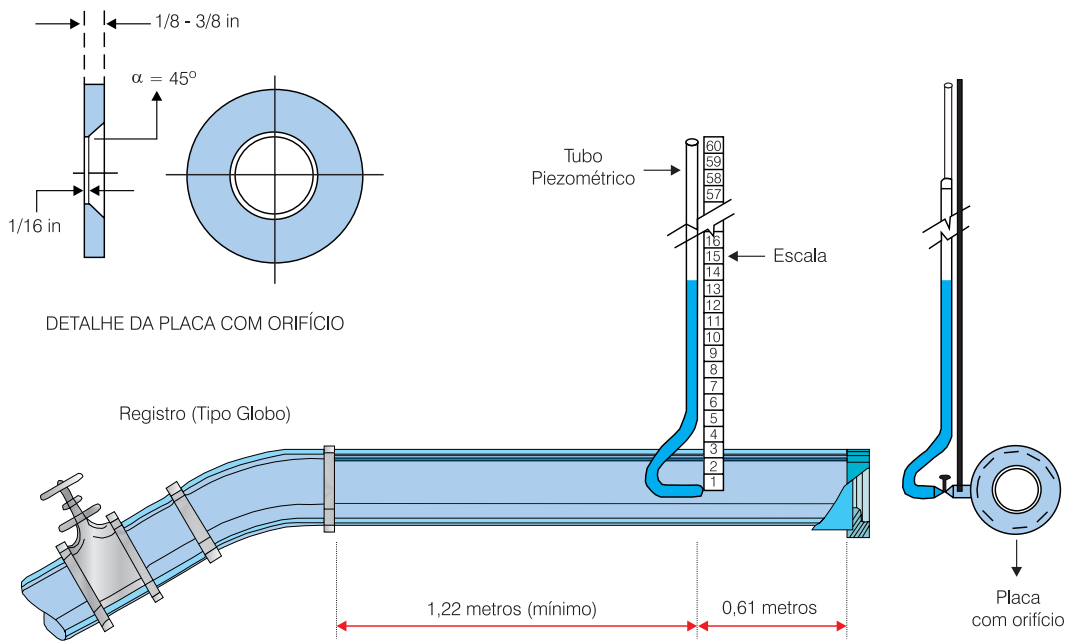


Figura 6.3.8 - Escoadouro de orifício circular mostrando detalhes construtivos (modificado de DRISCOLL, 1986).

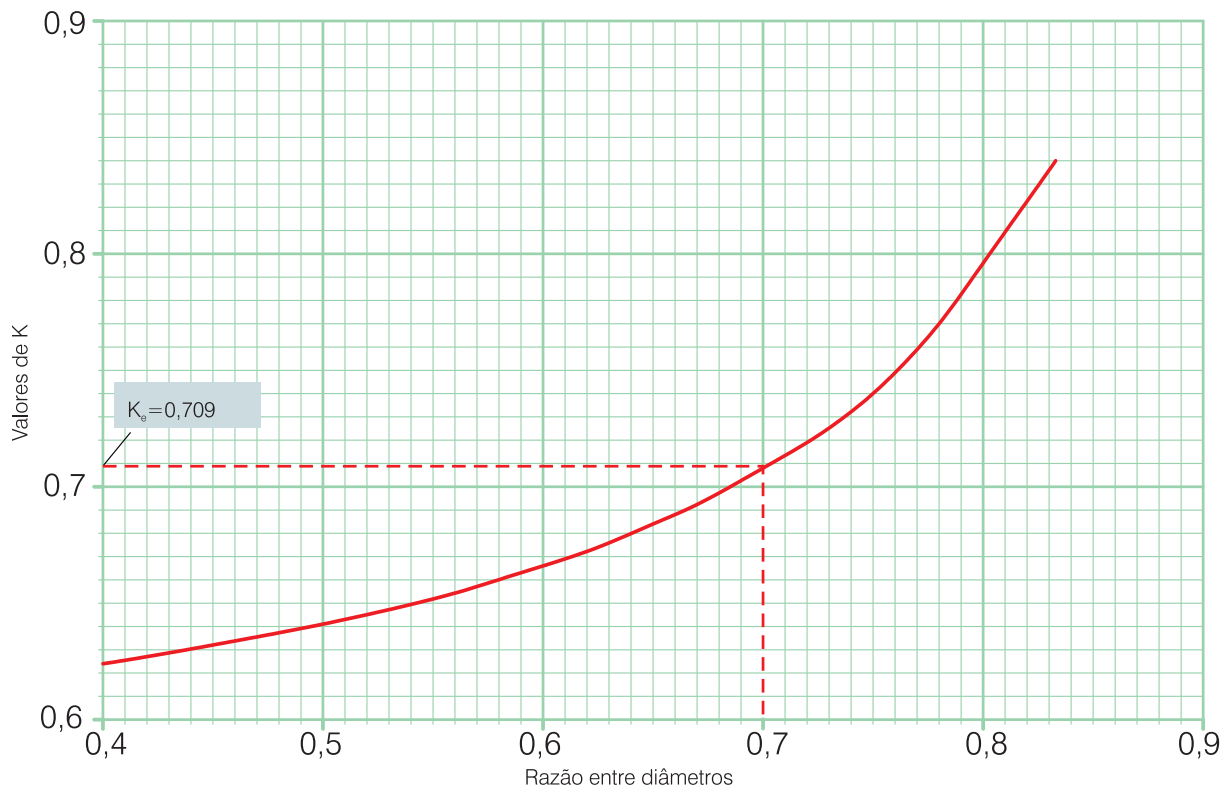


Figura 6.3.9 - Gráfico para avaliação da constante  $K_e$  em função da razão diâmetro do orifício diâmetro do tubo (adaptado de DRISCOLL, 1986).

**Exemplo 6.3.1** - Para exemplificar, vamos determinar a vazão em um tubo de 10" de diâmetro com uma placa de 7" para uma altura na mangueira piezométrica de 0,53 cm. A razão entre os diâmetros é 0,7 e pelo gráfico da figura 6.3.9,  $K = 0,709$ . A seção do orifício (A) é dada por  $\pi r^2$ , logo,  $A = 0,025 \text{ m}^2$ . Substituindo as variáveis da equação (6.3.1), teremos:

$$Q = 4,43 \cdot 0,709 \cdot 0,025 \sqrt{0,53} \Rightarrow$$

$$Q = 0,0572 \text{ m}^3 / \text{s} = 205,92 \text{ m}^3 / \text{h}$$

O ábaco apresentado no anexo 6.3.1 permite o cálculo de descargas em litros/segundo para uma série de dispositivos, em função da razão diâmetro do orifício/diâmetro do tubo. É possível também, através deste gráfico, projetar a construção de um equipamento desta natureza para atender às necessidades específicas dos usuários que trabalham com bombeamento de poços. Na figura 6.3.10 são apresentados exemplos da aplicação do escoadouro de orifício circular em testes de bombeamento.



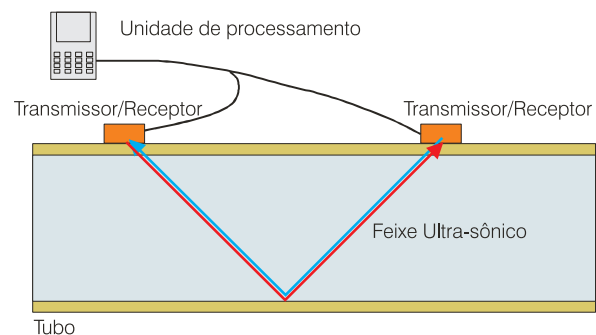
**Figura 6.3.10** - Exemplos de testes de bombeamento utilizando escoadouro de orifício circular (Fotos: Geilson Demetrio).

## Ultra-som

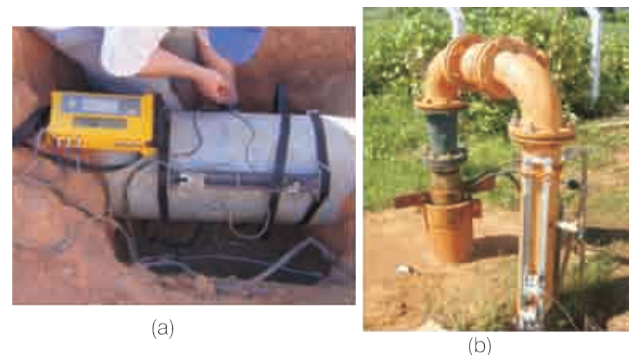
Um dos métodos mais modernos para medição e controle de vazões em testes de bombeamento é o que utiliza o ultra-som. Existem várias técnicas de medição de vazão com ultra-som, porém, uma das mais usadas é a chamada de tempo de trânsito (*transit-time*), cujo esquema de medição é mostrado na figura 6.3.11. Dois transmissores/receptores de

ultra-som são instalados no tubo de descarga do poço onde se está realizando o bombeamento. Os transmissores/receptores são acoplados a uma unidade de processamento, que nada mais é do que um microcomputador, que coordena toda a operação de envio e leitura dos feixes de ultra-som. A partir da diferença entre o tempo de trânsito do feixe de ultra-som no sentido do fluxo e no sentido contra o fluxo de água, é calculada a velocidade do fluido dentro do tubo e, conseqüentemente, a vazão.

Esse método é tão preciso quanto o escoadouro de orifício circular, porém, apresenta uma montagem e operação bem mais fácil, uma vez que dispensa qualquer tipo de serviço na tubulação como seccionamento ou furação. É possível utilizá-lo em poços que estejam instalados em uma rede de adução sem ser necessário desmontá-la (figura 6.3.12a). Não é necessário que o tubo esteja perfeitamente na horizontal, sendo possível realizar medidas até em tubos na vertical (figura 6.3.12b). O equipamento dispõe de memória para registro de vazões, sendo que alguns modelos podem armazenar até 50.000 medidas, tornando-os excelentes registradores de vazão, podendo ser utilizados em trabalhos de monitoramento. Esses medidores podem ser utilizados em diversos tipos de fluidos e de tubos de adução.



**Figura 6.3.11** - Esquema do princípio de funcionamento da medição de vazão por ultra-som.



**Figura 6.3.12** - (a) Medidor de vazão à base de ultra-som instalado em tubulação de adução no teste de aquífero da fazenda COBA, Região de Uruçuia – BA; (b) Medidor de vazão à base de ultra-som instalado em tubo vertical de adução – Teste de aquífero na localidade São Pedro, Barbalha – CE (Fotos: (a) J. Cláudio Viegas; (b) Robério Boto).

## Medidor Tipo Turbina

Neste tipo, o fluido que se desloca no interior da tubulação aciona um rotor montado axialmente dentro do medidor. A velocidade deste rotor é proporcional à velocidade de deslocamento do fluido no processo. Um sensor (*pick-up* magnético) acoplado ao corpo do medidor, tem seu campo magnético alterado a cada passagem de uma das pás do rotor, gerando um pulso elétrico que é amplificado e processado na forma de frequência ou corrente. Um indicador digital, pré-determinador e totalizador, interpreta este sinal, propiciando a visualização da vazão instantânea, bem como a sua totalização no tempo. Este medidor tem apresentado muitas vantagens em relação ao escoadouro de orifício circular, pois mantém praticamente o mesmo nível de precisão e apresenta uma maior praticidade de instalação e operação. A fim de eliminar os efeitos da turbulência na medição da vazão, deve haver um trecho reto anterior ao medidor (a montante) e outro em sua saída (a jusante). O valor típico de trechos retos recomendados é de dez vezes o diâmetro da tubulação a montante, e de cinco vezes o diâmetro da tubulação a jusante, conforme ilustrado na figura 6.3.13. Atualmente, existem comercialmente modelos para vazões variando desde menos de 0,2 até mais de 1.000 m<sup>3</sup>/h. Na figura 6.3.14, é mostrado um medidor de turbina instalado para realização de um teste de produção escalonado.

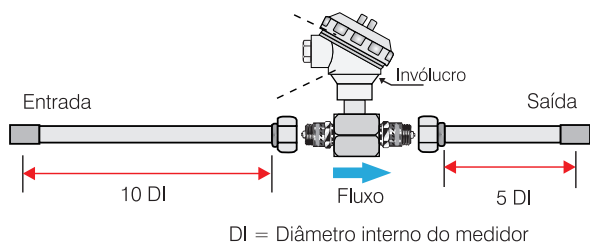


Figura 6.3.13 - Características de instalação do medidor tipo turbina.



Figura 6.3.14 - Medidor de vazão tipo turbina instalado para teste de produção, realizado pelo DNPM-CE, em poço de água mineral, Barbalha – CE (Foto: Liano Veríssimo).

## Vertedouros

O termo vertedouro, como entendido no conceito geral, representa a abertura por onde passa a água em uma parede colocada perpendicularmente à direção do fluxo. Estes dispositivos proporcionam, também, uma forma simples e segura de medição e controle da vazão durante um ensaio de bombeamento. Os mais utilizados são os **triangulares** e os **retangulares**. Embora possam ser usados em testes de bombeamento, o seu uso é mais comum para a medição de vazão de pequenos cursos de água e fontes.

### Vertedouros Triangulares

A figura 6.3.15 mostra as principais variáveis que devem ser levadas em conta na construção de um vertedouro triangular. Um cuidado especial é que a distância **W** deve ser pelo menos igual a  $\frac{3}{4} L$ . Neste dispositivo a vazão é dada pela fórmula de Gourley:

$$Q = 1,32 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} h^{2,47} \quad (6.3.2)$$

sendo **Q** a vazão, expressa em m<sup>3</sup>/s,  $\alpha$  o ângulo do vértice e **h** a altura de água sobre o vértice (m).

### Vertedouros Retangulares

Os vertedouros retangulares podem ser de dois tipos: sem contração lateral (vertedouro de Basin) e com contração lateral, conforme ilustrado nas figuras 6.3.16(a) e 6.3.16(b), respectivamente. Na construção de vertedouros com contração lateral, um cuidado especial que deve ser tomado é que a distância **W** deve ser pelo menos igual a  $3h$ . A vazão é dada pelas seguintes expressões:

$$Q = \mu L h \sqrt{2gh}, \text{ sem contração lateral} \quad (6.3.3)$$

$$Q = 1,83(L - 0,2h)h^{3/2}, \text{ com contração lateral} \quad (6.3.4)$$

sendo **Q** a vazão, expressa em m<sup>3</sup>/s, **h** a altura da água sobre a base do vertedouro (m), **L** a largura do vertedouro, em metros, **g** a aceleração da gravidade, em m/s<sup>2</sup> e  $\mu$  uma constante que varia entre 0,40 e 0,45. Na prática, usa-se 0,40.

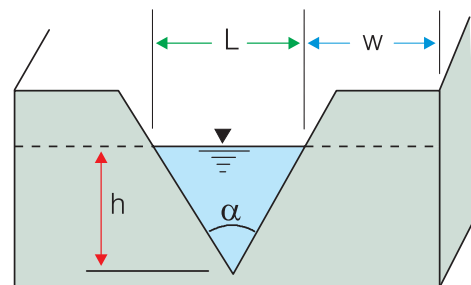
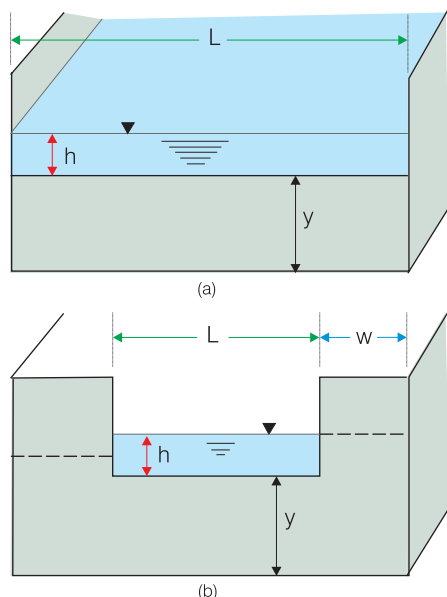


Figura 6.3.15 - Vertedouro triangular (modificado de Driscoll, 1986).





**Figura 6.3.16** - Vertedouros retangulares: (a) sem contração lateral; (b) com contração lateral (modificado de Driscoll, 1986).

A precisão da medida de vazão através de um vertedouro depende de sua correta instalação e operação, chegando a percentuais da ordem de 97% a 98%. Para tanto, é necessário respeitar algumas regras básicas dentre as quais as mais importantes estão relacionadas a seguir:

- deve ser construído um canal de seção retangular com extensão mínima de 5 metros e inclinação suficiente para proporcionar o fluxo laminar da água. A base do canal, se necessário, deve ser impermeabilizada (cimento, argila, plástico etc.) para evitar perdas de água por infiltração;
- o vertedouro deve ser instalado perpendicularmente à direção do fluxo de água mantendo a verticalidade da parede, de modo que toda água passe pela sua abertura. A distância entre o fundo do canal e a soleira do vertedouro deve ser pelo menos igual a 3 vezes a altura da lâmina d'água que passa sobre a soleira ( $y=3h$  - figura 6.3.16);
- a descarga do poço deve ser feita num tanque ou caixa receptora com capacidade suficiente para a vazão bombeada, de modo a não existir perda d'água por transbordamento. Deste reservatório a água deve passar por tanques de estabilização, para que esteja assegurado o fluxo laminar quando do percurso da água pelo canal;
- a medida da carga hidráulica (**h**) deve ser feita num ponto a montante ( $\approx 2$  metros), de forma a eliminar a influência que existe na superfície da água em função de sua passagem pelo vertedouro. Para tanto, é aconselhável a fixação de uma escala nivelada com a soleira, no ponto de medida.



**Figura 6.3.17** - Vertedouro triangular utilizado para medição de vazão em teste de produção preliminar durante a perfuração (Fotos: Geilson Demetrio).

Na figura 6.3.17, acima, é mostrada a utilização de um vertedouro triangular para a medição de vazão durante um teste de produção preliminar realizado após a perfuração do poço.

## Hidrômetros

São equipamentos muito utilizados pelas companhias de saneamento que fazem a distribuição de água tratada nos grandes centros urbanos (figura 6.3.18). Este aparelho registra os volumes de água que passam através de uma tubulação, acumulados ao longo do tempo. Podem ser utilizados para controle ou monitoramento das descargas explotadas de poços ou para a execução de ensaios de bombeamento. Neste último caso, é necessária a medição do tempo entre duas leituras, que, a exemplo do método volumétrico, descrito a seguir, não deve ser inferior a 20 segundos, para a avaliação de uma vazão média. Para a sua utilização é necessário levar em conta algumas considerações importantes:

- a vazão nominal do hidrômetro é a máxima admissível e produz uma perda de carga em torno de 10 metros. Só é possível trabalhar com esta descarga por períodos curtos de tempo, em torno de 1 hora;
- com uma descarga em torno de 35% da nominal, a perda de carga produzida fica próxima a 1 metro, podendo-se utilizar continuamente por um período aproximado de 10 horas;



Figura 6.3.18 - Exemplos de hidrômetros e sua aplicação em testes de bombeamento (Fotos: Geilson Demetrio).

- para um funcionamento contínuo, a descarga deve ficar em torno de 25% da nominal;
- o erro de medição, em geral, oscila por volta de 2%, exceto nos casos em que se trabalha com descargas inferiores a 5% da nominal, o que pode causar um aumento considerável no erro;
- na sua operação, o tubo de descarga deve manter a horizontalidade durante todo o bombeamento.

### Método Volumétrico

Este é um dos procedimentos mais simples e difundidos e consiste na medição do tempo para encher um recipiente de volume conhecido, como ilustrado na figura 6.3.19. O erro que se pode cometer na medição do tempo pode ser considerado aproximadamente 1 segundo e considerando como admissível um erro máximo na avaliação da vazão de 5%, o recipiente que deve ser utilizado não deve ser preenchido antes de 20 segundos. Desta forma, pode-se indicar como referência a seguinte classificação:

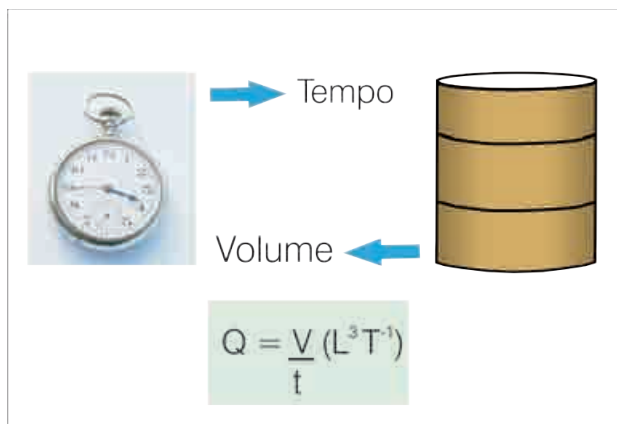


Figura 6.3.19 - Esquema de aplicação do método volumétrico para determinação de vazões.

Balde de 20 L	para vazões até 3,6 m³/h
Tonel de 200 L	para vazões entre 3,6 e 36 m³/h

Este método, se por um lado apresenta vantagens em função de sua simplicidade, por outro lado, apresenta a grande desvantagem de não se ter um acompanhamento contínuo dos valores da vazão, impossibilitando que se façam correções para mantê-la constante durante o bombeamento, além de não ser indicado para vazões acima de 36 m³/h. A figura 6.3.20 ilustra a sua utilização.



Figura 6.3.20 - Utilização do método volumétrico em teste de bombeamento (Foto: internet).

### Descarga Livre em um Tubo Horizontal

Quando não é possível a utilização de nenhum dos medidores apresentados anteriormente, pode-se obter uma boa aproximação do valor da vazão através do método da descarga livre em tubo horizontal. A utilização desta metodologia requer a perfeita horizontalidade do tubo de descarga e que este permaneça completamente cheio durante a operação. A figura 6.3.21 indica a forma de instalação e operação. A vazão é dada pela seguinte expressão:

$$Q = \pi D^2 X \quad (6.3.5)$$

sendo  $Q$  a vazão expressa em m³/s,  $D$  o diâmetro interno do tubo, expresso em metros, e  $X$  a distância da boca do tubo ao ponto de queda da lâmina d'água igual a 30,5 cm ( $Y$ ), expressa em metros.

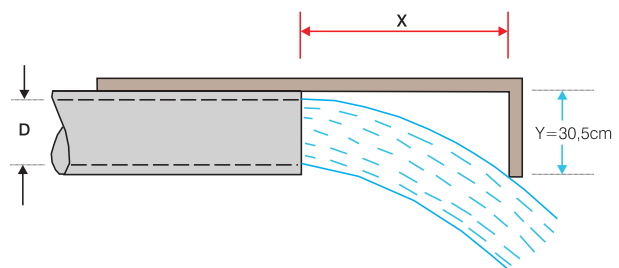


Figura 6.3.21 - Descarga livre em tubo horizontal (modificado de Custodio & Llamas, 1983).

### 6.3.6 Planejamento e Execução dos Testes

A realização de um teste de bombeamento, embora sendo uma tarefa simples, é uma operação que envolve custos, muitas vezes altos, como no caso dos testes de aquífero. Logo, deve ser precedida de um planejamento detalhado, de modo a otimizar o investimento na forma da obtenção do maior número possível de dados. Devem ser observados os condicionantes naturais envolvidos, bem como as condições de execução, para que sejam eliminadas as interferências de fatores indesejáveis, de modo que a interpretação dos resultados obtidos tenha uma boa confiabilidade. A seguir, são discutidos, de forma sucinta, os fatores considerados mais relevantes no planejamento de um teste de bombeamento.

#### Seleção do Local do Teste

Quando a finalidade do teste é a determinação dos parâmetros hidrodinâmicos do aquífero, é necessário selecionar um local favorável à sua execução e que permita que os dados obtidos sejam representativos regionalmente. Devem ser considerados fatores hidrogeológicos, econômicos e operacionais. Do ponto de vista hidrogeológico, no que diz respeito ao local escolhido, é recomendável que:

- o aquífero seja o mais homogêneo possível e responda a um modelo bem definido, como, por exemplo: confinado drenante de espessura constante, livre de base horizontal etc;
- não existam barreiras impermeáveis ou permeáveis próximas ou que, pelo menos, estas estejam bem definidas e não sejam esperadas variações faciológicas laterais e mudanças bruscas de espessura;
- o fluxo natural tenha gradientes muito menores que os criados pelo bombeamento na área de observação; e que
- a geologia de superfície e subsuperfície da região seja bem conhecida.

Do ponto de vista econômico, devem ser considerados os seguintes aspectos:

- a existência de estudos prévios - geológicos, hidrogeológicos e geofísicos; e
- a existência de poços no local que possam ser utilizados tanto para o bombeamento como para a observação dos rebaixamentos.

Do ponto de vista operacional, devem ser considerados os seguintes aspectos:

- existência de energia elétrica no local;
- facilidade de acesso ao local do bombeamento e entre os poços de observação; e

- facilidade na medição dos níveis, em função de poços não obstruídos e com diâmetros compatíveis com os medidores utilizados.

### Características dos Poços de Bombeamento e Observação

#### Poços de Bombeamento

No caso da determinação dos parâmetros do aquífero, os condicionantes básicos que devem ser levados em consideração na escolha ou na perfuração de um poço para realização do teste são:

- o poço deve captar apenas o aquífero que se deseja estudar, sendo, na medida do possível, totalmente penetrante. No caso de ser parcialmente penetrante, deve-se conhecer as posições exatas das seções filtrantes;
- o poço deve estar limpo e bem desenvolvido, de tal modo que durante o bombeamento não se alterem as condições de permeabilidade do aquífero em suas vizinhanças;
- deve-se conhecer o perfil litológico atravessado e o perfil construtivo do poço, com todas as informações pertinentes; e
- o diâmetro do poço deve ser suficiente para a instalação do equipamento de bombeamento pretendido e colocação de uma tubulação auxiliar, normalmente de ¾" ou 1", para a medição dos níveis.

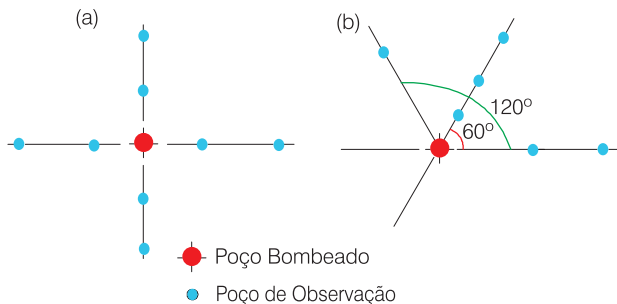
#### Dimensionamento dos Poços de Observação

No caso da utilização de poços já existentes, é fundamental conhecer bem suas características construtivas e o perfil litológico atravessado, para assegurar que os níveis medidos correspondam aos do aquífero estudado. Quando existe necessidade de perfurar poços específicos para a execução do teste, deve-se dar especial atenção aos seguintes aspectos: número de poços, geometria e distância ao poço de bombeamento.

#### Número de Poços e Geometria

Para aquíferos homogêneos e isotrópicos, em geral, é necessário apenas um poço de observação, localizado numa posição qualquer em relação ao poço de bombeamento. No caso de aquíferos anisotrópicos, torna-se necessária uma quantidade maior de poços, distribuídos de tal forma que sejam detectadas as variações direcionais da condutividade hidráulica. Segundo Custodio & Llamas (1983), é comum colocar-se quatro filas de poços distribuídos ao longo dos braços de uma cruz, centrada no poço bombeado, com 2 a 4 poços por linha, conforme ilustrado na figura 6.3.22a. No caso de aquíferos com fluxo natural significativo ou na presença de fronteiras hidráulicas,

é conveniente colocar a cruz com os braços paralelos e perpendiculares a estes condicionantes. Se os recursos econômicos só permitem a instalação de uma fila de poços de observação, Castany (*in* Custodio & Llamas, 1983) recomenda que esta seja colocada a jusante do poço em relação ao fluxo natural ou paralela aos limites existentes. Hantush (1964) recomenda que os poços de observação fiquem colocados sobre linhas radiais a partir do poço bombeado, preferencialmente formando entre si ângulos de 60° e 120°, como mostrado na figura 6.3.22b.



**Figura 6.3.22** - Esquema de instalação de piezômetros para teste de aquífero (modificado de Custodio & Llamas, 1983).

### Distância ao Poço de Bombeamento

A distância do ponto de observação ao poço de bombeamento é controlada pelas características do aquífero e disponibilidade dos instrumentos de medição do nível d'água. É fundamental que o bombeamento possa induzir, nos pontos de observação selecionados, um rebaixamento com magnitude compatível à sensibilidade do equipamento de medição utilizado. Uma regra básica é o cálculo do raio de influência (**R**), apresentado no capítulo 6.4, como forma de definir uma distância limite. Para isto, devem-se utilizar valores de transmissividade (**T**) e coeficiente de armazenamento (**S**), obtidos em estudos anteriores, ou executar um teste de curta duração para realizar um cálculo estimativo destes parâmetros.

Em aquíferos livres, os valores de **R** são pequenos e os poços de observação devem ficar mais próximos do poço de bombeamento, enquanto que nos aquíferos confinados, os valores de **R** são bem maiores e podem ser utilizados poços de observação mais distantes. Segundo Custodio (1983), os poços de observação devem ser distribuídos equitativamente a partir de uma escala logarítmica, com as distâncias ao poço de bombeamento crescendo progressivamente segundo potências de 2. Figueroa (*in* Custodio & Llamas, 1983) recomenda que os poços sejam colocados a distâncias múltiplas de 1/2 da profundidade do poço, entretanto, podem ser excessivas, no caso de aquíferos livres.

### Duração do Teste

Não existe uma regra definida para dimensionar o tempo de duração de testes de bombeamento. Vai depender dos recursos disponíveis, do nível de precisão pretendido, das condições de execução, das características do aquífero e do poço de bombeamento, além de de outras variáveis que só são detectadas, muitas vezes, durante a execução do teste. No caso de testes de produção, o tempo correspondente a cada etapa de bombeamento pode ser muito variável, sendo indicados como referenciais intervalos de 3 a 6 horas. Já no caso de testes de aquífero, é comum o bombeamento ser prolongado até os níveis atingirem a estabilização (no caso de atingirem o regime permanente) ou até os rebaixamentos apresentarem uma magnitude muito pequena. Em geral, são realizados com duração de 24 a 72 horas de bombeamento, podendo, em casos especiais, ser dilatados, principalmente quando se pretende analisar efeitos de salinização, fronteiras impermeáveis, recargas induzidas etc. Para aquíferos homogêneos, do tipo confinado não drenante, 24 horas de bombeamento são suficientes para uma boa caracterização, enquanto que para aquíferos confinados drenantes ou livres são necessárias de 48 a 72 horas. Encerrado o teste, deve-se medir a recuperação até a reintegração do nível original ou por um período não inferior à metade do tempo de bombeamento.

### 6.3.7 Controle de Interferências

O nível da água num poço, mesmo na ausência de bombeamento, sofre oscilações em função da atuação de fatores naturais que interagem sobre o sistema aquífero. Dentre as diferentes causas naturais que provocam oscilações rápidas do nível da água, destacam-se: **variações da pressão atmosférica, variações de peso sobre o aquífero e evapotranspiração**. Além destas, atuam outros fatores naturais de menor expressão como, por exemplo, o efeito das variações de recarga a partir de chuvas e a partir de rios influentes (aquíferos livres). Alguns fatores externos também atuam de forma relevante na oscilação dos níveis, podendo-se citar como os mais importantes o efeito do bombeamento de outros poços e o efeito de sobrecargas bruscas.

#### Influência da Pressão Atmosférica - Eficiência Barométrica

Em poços captando aquíferos confinados, existe uma oscilação do nível da água em função de variações da pressão atmosférica. Esta relação funciona de forma inversa, ou seja, quando a pressão atmosférica aumenta, ocorre uma diminuição do nível da água do poço e quando esta diminui, o nível da água aumenta. O incremento de carga sobre o aquífero, causado por um aumento da pressão atmosférica, é dividido entre

o terreno e a água, ou seja, há um aumento da tensão efetiva ( $\sigma_e$ ) e da pressão hidrostática. Considerando que  $\psi$  é a coluna de água que equilibra a pressão da água ( $p$ ) num certo ponto do aquífero, temos que:

$$p = p_0 + \gamma \psi \quad (6.3.6)$$

sendo  $p_0$  a pressão atmosférica e  $\gamma$  o peso específico da água.

Se ocorrer uma variação da pressão atmosférica  $\Delta p_0$ , a variação da pressão hidrostática no ponto considerado do aquífero será dada por  $f \Delta p_0$ , sendo  $f$  um número entre -1 e 1 (onde os valores positivos representam um aumento e os negativos, uma diminuição de pressão), que depende de como é repartido o efeito entre a água e o terreno. O reflexo no poço é uma variação  $\Delta \psi$  do nível da água, de forma que:

$$p + f \Delta p_0 = p_0 + \gamma (\psi + \Delta \psi)$$

Utilizando a equação anterior e trabalhando a expressão acima, vem:

$$\Delta \psi = -\frac{\Delta p_0}{\gamma} (1 - f)$$

Esta equação mostra que, efetivamente, a uma diminuição da pressão corresponde um incremento no nível da água do poço. Este efeito é bastante razoável, já que o incremento da variação da pressão atmosférica atua integralmente sobre a água do poço e apenas uma fração desta variação é repassada para a pressão hidrostática da água no aquífero. Assim, para que exista um equilíbrio de pressões, o nível da água tem que oscilar.

É denominada de eficiência barométrica (**EB**) a razão entre a variação do nível da água no poço e a variação da pressão atmosférica, expressa em função de coluna de água e em valores absolutos.

$$EB = \frac{\Delta \psi}{\frac{\Delta p_0}{\gamma}} = \frac{\Delta \psi \gamma}{\Delta p_0} = 1 - f \quad (6.3.7)$$

A eficiência barométrica, segundo DeWiest (1965), também pode ser expressa em função da porosidade ( $\eta$ ), da compressibilidade da água ( $\beta$ ) e da compressibilidade do meio poroso ( $\alpha$ ), da seguinte forma:

$$Q = \pi D^2 X \quad (6.3.8)$$

Em geral, as variações da pressão atmosférica não ultrapassam 20 mm Hg e, considerando a eficiência barométrica máxima ( $EB = 1$ ), a variação máxima do nível da água ( $\Delta \psi$ ) poucas vezes ultrapassa 0,26 metros, como mostrado abaixo:

$$\Delta \psi = \frac{\Delta p_0 EB}{\gamma} = \frac{20 / 760 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \cdot 10^4 \text{ cm}^2 / \text{m}^2}{1.000 \text{ kg} / \text{cm}^3} = 0,26 \text{ m}$$

Para aquíferos livres, não é de se esperar efeitos barométricos significativos, já que a pressão atmosférica atua tanto sobre a água do poço como sobre a água

do aquífero. Entretanto, em casos especiais, como por exemplo, existência de níveis de água suspensos, que atenua o efeito da pressão atmosférica sobre a água do aquífero, aquíferos com o nível freático muito profundo, aquíferos de comportamento hidráulico livre, mas, separados da superfície por camadas semipermeáveis, pode ser observada uma certa eficiência barométrica.

## Influência das Variações de Peso - Eficiência das Marés

Em aquíferos confinados, localizados abaixo de grandes massas de água (mar, lagos etc.), existem variações da pressão hidrostática da água e da pressão intergranular, como reflexos de variações do peso, devido às oscilações de volume das águas superficiais. Nestes aquíferos, o nível da água dos poços está sujeito a oscilações, de forma a equilibrar as variações existentes na pressão hidrostática. Quando o nível de uma massa de água superficial é elevado, existe um aumento de volume e, conseqüentemente, um aumento de peso que causa uma sobrecarga sobre o aquífero. Esta sobrecarga, da mesma forma como no caso da pressão atmosférica, é repartida entre o terreno e a água, causando um aumento da pressão hidrostática e da tensão efetiva. Como o esforço só atua diretamente sobre o aquífero, para equilibrar o aumento da pressão da água em seu interior tem que existir uma elevação do nível da água nos poços.

Se ocorrer uma variação do nível da água superficial  $\Delta \psi'$ , a água do aquífero sofre uma variação de pressão que pode ser representada por  $f \Delta \psi'$ , onde  $f$  é um número entre -1 e 1, tal como indicado para a pressão atmosférica. Para que ocorra um equilíbrio, a variação do nível da água no poço  $\Delta \psi$  deve ser igual à variação da pressão hidrostática:

$$\gamma \Delta \psi = \gamma' f \Delta \psi' \Rightarrow \Delta \psi = f \Delta \psi' \frac{\gamma'}{\gamma}$$

sendo  $\gamma'$  o peso específico da água superficial e  $\gamma$  o peso específico da água do poço.

A razão  $\gamma'/\gamma$  pode ser considerada muito próxima de 1, em função dos valores dos pesos específicos da água do mar ( $\gamma' = 1,025$ ) e da água doce ( $\gamma = 1$ ), assim:

$$\Delta \psi = f \Delta \psi'$$

É conhecida como eficiência das marés (**EM**) a razão entre a variação do nível da água no poço e a variação do nível da água superficial, expressa em valores absolutos como:

$$EM = \frac{\Delta \psi}{\Delta \psi'} = f \quad (6.3.9)$$

Segundo Jacob (1940), a eficiência das marés pode ser relacionada com as características do aquífero através da seguinte expressão:

$$EM = \frac{\alpha}{\alpha + \eta\beta} \quad (6.3.10)$$

$$EB + EM = (1 - f) + f = 1$$

### Influência da Evapotranspiração

Os aquíferos livres com nível freático próximo à superfície ou submetidos à ação da vegetação, sofrem um efeito dos processos de evapotranspiração e/ou evaporação direta que alcançam um máximo valor durante o dia e um mínimo durante a noite, produzindo flutuações dos níveis da água em poços. Segundo Todd (1860), o nível mínimo ocorre no início da noite e o máximo, no início da manhã. Em geral, o efeito da evaporação direta pode ser desprezível, exceto quando o nível freático se encontra a menos de 1 metro de profundidade. Por outro lado, o efeito da evapotranspiração em áreas cobertas por vegetação chega a atingir em média de 2 a 3 metros, podendo ir até 10 metros, no caso da existência de plantas freatófitas. A amplitude das oscilações produzidas está condicionada por fatores climáticos, como por exemplo, temperatura, insolação, ventos etc. Em primeira aproximação, esta amplitude não pode ultrapassar a razão entre o valor da evapotranspiração diária e a porosidade total do aquífero. Segundo Custodio & Llamas (1983), é raro encontrar oscilações que superem 10 cm.

### Atividades de Controle

Para que se tenha um controle sobre todas as variáveis envolvidas, de forma a efetuar as correções julgadas necessárias, é aconselhável a realização das seguintes atividades:

- monitoramento de níveis do poço bombeado e dos poços de observação a serem utilizados no teste por um período nunca inferior ao tempo de bombeamento projetado;
- monitoramento de um poço de observação, localizado fora da área de atuação do teste, por um período correspondente a pelo menos três vezes o tempo de bombeamento. O monitoramento deve ser feito continuamente, de forma a cobrir eqüitativamente os intervalos pré-bombeamento, bombeamento e pós-bombeamento. Para exemplificar, para um teste de 24 horas, deve-se iniciar o monitoramento 24 horas antes do início do bombeamento e encerrar 24 horas após o seu término;
- monitoramento, quando possível, da pressão atmosférica, da temperatura do ar e das variações de nível das massas de água superficial próximas (rios, lagos etc.) durante um período similar ao proposto no parágrafo anterior;
- realização de um inventário para catalogar todos os pontos d'água existentes na área de atuação

do teste, dando ênfase aos poços que são operados regularmente. Nestes casos, o ideal é que os poços fiquem paralisados durante todo o período de bombeamento. Caso não seja possível, é fundamental o acompanhamento de sua operação, de forma a monitorar prioritariamente a vazão e os intervalos de bombeamento de cada um. Em função da disponibilidade, também deve ser acompanhada a evolução dos seus próprios rebaixamentos. Um detalhe muito importante é o conhecimento de suas características construtivas, para que não sejam monitorados poços que estão captando outros níveis aquíferos, isolados daquele onde está sendo realizado o estudo.

### 6.3.8 Condições e Normas de Execução

Antes de iniciar um teste de bombeamento, é conveniente realizar alguns preparativos básicos, os quais permitirão a otimização e um controle técnico adequado do trabalho. Os mais importantes são:

- aferimento do medidor de nível - deve-se verificar o perfeito funcionamento dos medidores de nível a serem utilizados e aferir seus cabos elétricos. Em geral, os cabos dos medidores sofrem uma dilatação considerável, em função do peso, devendo ser aferidos a cada novo teste;
- seleção do material operacional - deve-se selecionar todo o material a ser utilizado durante o teste, como por exemplo: escalas (1 m); papel milimetrado, monolog e bilog; garrafas para amostras de água; pranchetas; lápis e borracha; régua; calculadora de bolso; lanternas; fita adesiva; pilhas etc;
- seleção dos dados e bibliografia disponível - é muito conveniente dispor, durante a realização do teste, de toda a bibliografia e informações disponíveis sobre a geologia, hidrogeologia, hidrografia e topografia da região.

Uma atividade considerada fundamental é o pré-teste, que consiste num bombeamento preliminar com duração de algumas horas, realizado, pelo menos, 24 horas antes do início do teste, com as seguintes finalidades:

- definição da vazão do teste, calibração do equipamento de medição utilizado e previsão dos níveis dinâmicos para o tempo de bombeamento previsto;
- promoção de um desenvolvimento adicional do poço, para que não existam mudanças das condições de permeabilidade na zona de pré-filtro e na formação em suas vizinhanças;
- definição do local de descarga da água bombeada durante o teste, para que não ocorra o retorno para o aquífero. Deve-se ter bastante cautela quando se tratar de aquíferos livres. Nestes casos,

muitas vezes, é necessário construir canaletas impermeabilizadas para o transporte da água até um local considerado seguro; e

- verificação das possibilidades de transtornos causados pelo bombeamento, em função da observação do destino da água escoada.

Uma boa prática em testes de bombeamento é o acompanhamento gráfico da evolução dos rebaixamentos, através da plotagem dos pontos em papel adequado (milimetrado, monolog ou bilog) à medida que são registrados. Este procedimento é um importante instrumento na tomada de decisões, pois permite a visualização do comportamento hidráulico do aquífero e das manifestações das heterogeneidades existentes, possibilitando ao técnico responsável cancelar o teste ou adequar o tempo de bombeamento às reais condições do local.

A infra-estrutura necessária para a execução de um teste de bombeamento pode ser dividida em três aspectos básicos: pessoal, equipamentos e materiais. A equipe técnica, além do pessoal responsável pela parte operacional (bomba, motor etc.) deve ser composta por um hidrogeólogo e técnicos de nível médio (o ideal é um técnico para cada dois poços de observação).

Os equipamentos que devem estar disponíveis são: conjunto completo de bombeamento (bomba, tubulações, motor etc.); dispositivo para medição de vazões; grupo gerador (em locais sem energia elétrica); medidores de níveis (1 para cada poço de observação); cronômetros ou relógios digitais. Dependendo das condições do local do teste, é conveniente dispor de materiais básicos que possibilitem a permanência dos técnicos no lugar e proporcionem condições apropriadas de trabalho, como, por exemplo: barraca de *camping*; sacos de dormir; mesa de *camping* com bancos; fogão portátil; botas; luvas; sombrinha para sol; lampião a gás; lanternas; estojo de primeiros socorros; repelente de insetos etc.

## 6.3.9 Registro dos Dados

Os dados dos ensaios de bombeamento devem ser registrados em fichas específicas, as quais relacionam o tempo de bombeamento e o rebaixamento. Na tabela 6.3.2, é apresentada uma ficha classicamente utilizada no registro dos dados de testes de aquífero e produção. A seguir serão feitas considerações sucintas sobre o preenchimento desta ficha.

### Dados Gerais (Condições e Identificação)

**Poço Bombeado** - sigla, nome ou nomenclatura do poço bombeado.

**Poço Observado** - sigla, nome ou nomenclatura do poço de observação dos níveis.

**Local** - cidade, vila, lugarejo, fazenda onde ficam localizados os poços.

**Município/Estado** - nome do município e do estado onde ficam localizados os poços.

**Profundidade** - profundidade do poço de observação.

**Crivo da Bomba** - profundidade de instalação do crivo da bomba.

**Tempo de Bombeamento** - tempo total da duração do bombeamento, em horas.

**Q** - vazão de bombeamento, em m<sup>3</sup>/h.

**r** - distância do poço bombeado ao poço de observação, em metros.

**NE** - profundidade do nível estático, em metros.

**ND** - profundidade do nível dinâmico ao final do bombeamento, em metros.

**Aquífero** - nome e tipo do aquífero captado.

**Executor** - companhia, órgão, entidade que conduziu e executou o teste.

**Início** - data do início do bombeamento.

**Término** - data do término do bombeamento.

Poço Bombeado:			Profundidade (m):			Q (m <sup>3</sup> /h):		
Poço Observado:			r (m):			Aquífero:		
Local:			Município/Estado:			Executor:		
Tempo de Bombeamento (horas):			NE (m):			ND (m):		
Crivo da Bomba (m):			Início:			Término:		
REBAIXAMENTO						RECUPERAÇÃO		
HORA	t (min)	ND (m)	s <sub>w</sub> (m)	Q (m <sup>3</sup> /h)	Q/s <sub>w</sub> (m <sup>3</sup> /h/m)	t' (min)	ND (m)	s <sub>w</sub> (m)
OBS:								

Tabela 6.3.2 - Ficha para testes de bombeamento.

## Dados Específicos

### Rebaixamento

**Hora** - registro da hora correspondente a cada medida de nível dinâmico.

**t** - registro do tempo, em minutos, de cada medida do nível dinâmico, contado a partir do início do bombeamento. É sugerida a seguinte seqüência em minutos para um teste de 24 horas: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 10, 12, 15, 20, 25, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 100, 120, 150, 180, 240, 300, 360, 420, 480, 540, 600, 660, 720, 840, 960, 1.080, 1.200, 1.320, 1.440.

**ND** - registro do nível dinâmico para cada tempo (t).

**$s_w$**  - registro do rebaixamento ( $s_w = ND - NE$ ) para cada medida de nível dinâmico.

**Q** - registro da vazão para cada tempo (t).

**$Q/s_w$**  - registro da vazão específica ( $Q \div s_w$ ) para cada tempo (t).

### Recuperação

**t'** - registro do tempo, em minutos, de cada medida da recuperação do nível dinâmico a partir do final do bombeamento. É sugerida a mesma seqüência de t.

**ND** - registro do nível dinâmico para cada tempo (t').

**$s_w$**  - registro do rebaixamento residual ( $ND - NE$ ) para cada nível dinâmico medido.

### Observações

(1) Devem ser anotadas todas as informações julgadas pertinentes, como: problemas no equipamento de bombeamento durante o teste; altura do referencial onde foram feitas as medidas (boca do poço etc.); distância do local de descarga (aquíferos livres); irregularidades da vazão.

(2) É aconselhável a elaboração de um relatório detalhado com todas as informações disponíveis, tanto do ponto de vista operacional como do ponto de vista hidrogeológico.

## Referências

BEAR, J. **Hydraulics of groundwater**. New York: McGraw-Hill, 1979. [567 p., il.].

COSTA, J. A.; MORENO, E. F. **Manual de métodos quantitativos en el estudio de águas subterrâneas**. 2. ed. [S.l.]: Centro Regional de Ayuda Técnica/ Agencia para el Desarrollo Internacional (A.I.D.), 1966.

COSTA, W. D. **Hidrodinâmica de meios porosos**. Recife: [s.n.], 1983. Apostila Inédita.

CUSTODIO, E.; LLAMAS, M. R. **Hidrología subterránea**. 2. ed. Barcelona: Ed. Omega, 1983.

DRISCOLL, F. C. **Groundwater and wells**. 2. ed. St. Paul, Minn.: Johnson Division, 1986.

DOMENICO, P. A.; SCHWARTZ, F. W. **Physical and chemical hydrogeology**. New York: John Wiley & Sons, 1990.

FEITOSA, F. A. C. **Estudo hidrogeológico do Aquífero Cabeças no Médio Vale do Rio Gurguéia/PI**. 1990. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Geologia, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 1990.

\_\_\_\_\_. Introdução à hidráulica de poços. In: CURSOS de Tecnologia Hidrogeológica Aplicada - 1º, 2º, 3º. Recife: UFPE; CPRM, 1994 -1996. Inédito.

\_\_\_\_\_. Testes de Aquífero e Testes de Produção: Conceitos e Noções de Interpretação. In: CURSO "Aspectos Básicos da Hidrogeologia e Prospecção de Zonas Aquíferas". Fortaleza: UFC-SRH, 1996. Inédito.

\_\_\_\_\_. **Testes de bombeamento em poços tubulares**. Fortaleza: ABAS, 1996. Apostila de Curso. Inédito.

FEITOSA, F. A. C.; COSTA FILHO, W. D. **Execução de testes de bombeamento em poços tubulares: manual prático de orientação**. [S.l.]: CPRM; Secretaria dos Recursos Hídricos do Ministério do Meio Ambiente, Recursos Hídricos e da Amazônia Legal, 1998. 23 p. Programa Ações Emergenciais de Combate aos Efeitos das Secas. Inédito.

FEITOSA, F. A. C.; MANOEL FILHO, J. (Coord.) **Hidrogeologia: conceitos e aplicações**. 2. ed. rev. Fortaleza: CPRM; LABHID-UFPE, 2000. 391 p. il.

FETTER, C. W. 1994. **Applied hydrogeology**. 3. ed. New York: Macmillan Pub. Co., 1994.

FREEZE, R. A.; CHERRY, J. A. **Groundwater**. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall, 1979. 604 p.

HANTUSH, M. S. Hydraulics of wells. In: CHOW, Ven Te. **Advances in hydroscience**. 1. ed. New York: Academic Press, 1981. 440 p.

KRUSEMAN, G. P.; DERIDDER, N. A. **Analysis and evaluation of pumping test data**. 2. ed. Wageningen, The Netherlands: International Institute for Land Reclamation and Improvement, 1994. [400 p.]. (Publication, 47).

LOHMAN, S. W. **Hidráulica subterránea**. Barcelona: Ed. Ariel, 1977. 191 p.

MARTINEZ, M. V.; LOPEZ, A. I. **Poços e aquíferos: técnicas de evaluación mediante ensayos de bombeo**. Madrid: Instituto Geológico y Minero de España, 1984.

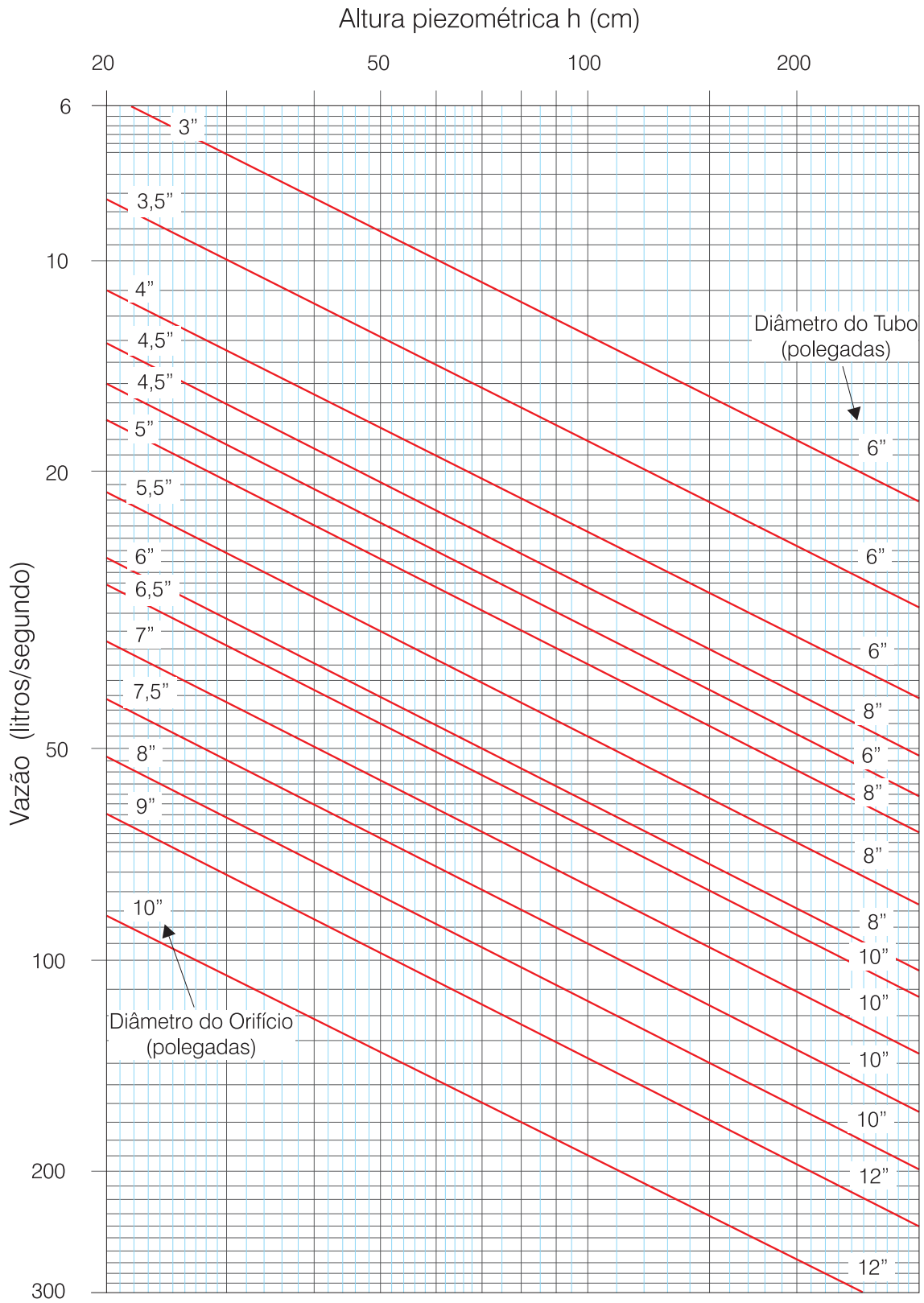
SÃO PAULO (Estado) - INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. **Manual de métodos para interpretação de ensaios de aquíferos**. São Paulo, 1988. 259 p. Relatório Técnico n. 25.699.

TODD, D. K. **Groundwater hydrology**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1959. 336 p.



## Anexos

### Anexo 6.3.1 Ábaco para Determinação da vazão de Escadouro de Orifício Circular



Ábaco para determinação da vazão em L/s, considerando o diâmetro do tubo de descarga e o diâmetro do orifício (adaptado de Custódio & Llamas, 1983).



Capítulo 6.4

## ANÁLISE DE FLUXO PARA POÇOS EM MEIOS HOMOGÊNEOS

Fernando A. C. Feitosa  
Edilton Carneiro Feitosa  
João Manoel Filho

### 6.4.1 Introdução

O conjunto de hipóteses que formalmente representa os **modelos conceituais**, em problemas de fluxo radial para poços em meios homogêneos, geralmente, conduz à obtenção de equações diferenciais parciais cuja solução (para as condições iniciais e de contorno do domínio), via de regra, é analítica. No caso de aquíferos homogêneos e isotrópicos, embora cada conjunto de hipóteses seja específico das condições de contorno e do tipo de aquífero, existem algumas suposições gerais que, quase sempre, se adotam em todos os tipos de aquífero, as quais são relacionadas a seguir:

- a água possui viscosidade e densidade constantes;
- a espessura do aquífero é constante e a base do mesmo é horizontal;
- não existe fluxo natural, ou seja, a superfície potenciométrica é considerada horizontal antes do bombeamento;
- no bombeamento, o fluxo é radial e horizontal;
- o escoamento é laminar, ou seja, a lei de Darcy é válida em qualquer momento;
- o coeficiente de armazenamento é constante no tempo e no espaço;
- para aquíferos confinados, supõe-se que, em nenhum lugar, os rebaixamentos produzidos pelo bombeamento levem o nível da água abaixo do topo do aquífero;
- a água retirada do armazenamento do aquífero é liberada instantânea e proporcionalmente à diminuição do nível potenciométrico;
- admite-se que o aquífero tem extensão infinita e que não existem outras captações;
- o raio do poço é suficientemente pequeno e a variação do volume de água armazenada no mesmo não influi na vazão de bombeamento;
- o poço é totalmente penetrante, não existem perdas de carga e a vazão de bombeamento é constante.

Com base nestas hipóteses, na dependência das condições de potencial e fluxo nos contornos do domínio de cada tipo de aquífero (confinado não drenante, confinado drenante, livre) e na evolução dos rebaixamentos em relação ao tempo (regime permanente ou regime transiente), as soluções das equações diferenciais de fluxo deram origem a inúmeros métodos de análise, voltados à determinação dos principais parâmetros hidráulicos dos sistemas de fluxo subterrâneo. Entre eles, são aqui apresentados os métodos básicos mais usuais (consideram apenas um aquífero ou um sistema envolvendo um aquífero e um aquífero), divididos em duas partes: fluxo para poços em regime estacionário e fluxo para poços em regime transiente. A tabela 6.4.1 apresenta uma síntese das metodologias apresentadas e discutidas neste texto.

Neste capítulo, além desses métodos de análise, que tratam o poço como uma fonte pontual, totalmente penetrante e de diâmetro desprezível, também, são apresentados, em detalhe, os seguintes tópicos:

- penetração parcial;
- análise de fluxo para poços de grande diâmetro (método de Papadopulos & Cooper); e
- fronteiras impermeáveis.

Regime	Aquíferos Confinados		Aquíferos Livres
	Não Drenante	Drenante	
Estacionário	Thiem	De Glee Hantush/Jacob	Dupuit & Forchheimer
Transiente	Theis	Walton	Hantush & Jacob
	Jacob	Hantush	Boulton & Pricket

Tabela 6.4.1 - Métodos de análise de fluxo para poços em função do tipo de aquífero e regime de bombeamento.

## 6.4.2 Características e Parâmetros Físicos de Aquíferos e Poços

### Aquíferos Confinados versus Aquíferos Livres

Os aquíferos confinados são aqueles onde, em qualquer ponto, a água está submetida a uma pressão superior à pressão atmosférica. Em função disso, ao se perfurar poços, se observa uma ascensão rápida da água até a mesma se estabilizar numa determinada posição, fenômeno conhecido como artesianismo. Assim, de acordo com a posição topográfica da boca do poço, considera-se poços artesianos surgentes ou jorrantes aqueles onde a água ascende até uma posição superior à superfície do terreno e, simplesmente, poços artesianos, aqueles onde o nível da água não ultrapassa esta superfície. A posição de estabilização da água nos poços materializa uma superfície virtual que representa o nível da pressão hidrostática do aquífero, conhecida como superfície potenciométrica.

O confinamento é feito através de limites geológicos bem definidos, formando a base e o topo do aquífero, representados por camadas, em geral pelíticas, que condicionam, em função de suas características (impermeáveis,  $K \cong 0$ , e semi-permeáveis,  $K > 0$ ), a classificação dos aquíferos em confinados não drenantes e confinados drenantes.

Como exemplos, é possível citar os aquíferos Cabeças e Serra Grande, na Bacia Sedimentar do Parnaíba; Beberibe, na Bacia Costeira PE/PB/RN; Botucatu (atualmente conhecido como Guarani), na Bacia do Paraná; Açu, na Bacia Potiguar, entre outros. Vale salientar a importância deste tipo de aquífero, já que, entre os mananciais subterrâneos, destacam-se como grandes produtores de água, responsáveis por uma parcela significativa do abastecimento público de grandes cidades.

Os aquíferos livres ou freáticos são aqueles onde o limite superior de saturação está submetido à pressão atmosférica. Nesse tipo de aquífero, o nível da água, em cada poço, representa uma superfície real coincidente com o limite superior de saturação, denominada de superfície freática. Em geral, não se considera como zona saturada a parte correspondente à franja capilar. Como exemplo desse tipo de aquífero pode-se citar os depósitos arenosos mais recentes, representados pelas dunas costeiras e aluviões, o sistema Poti-Piauí, na Bacia do Parnaíba, o aquífero Urucuia, na província do São Francisco, as áreas de recarga dos grandes aquíferos confinados etc.

Na figura 6.4.1 é apresentada, esquematicamente, uma seqüência sedimentar com um aquífero confinado sotoposto a um aquífero livre, mostrando poços de captação e os respectivos parâmetros pertinentes.

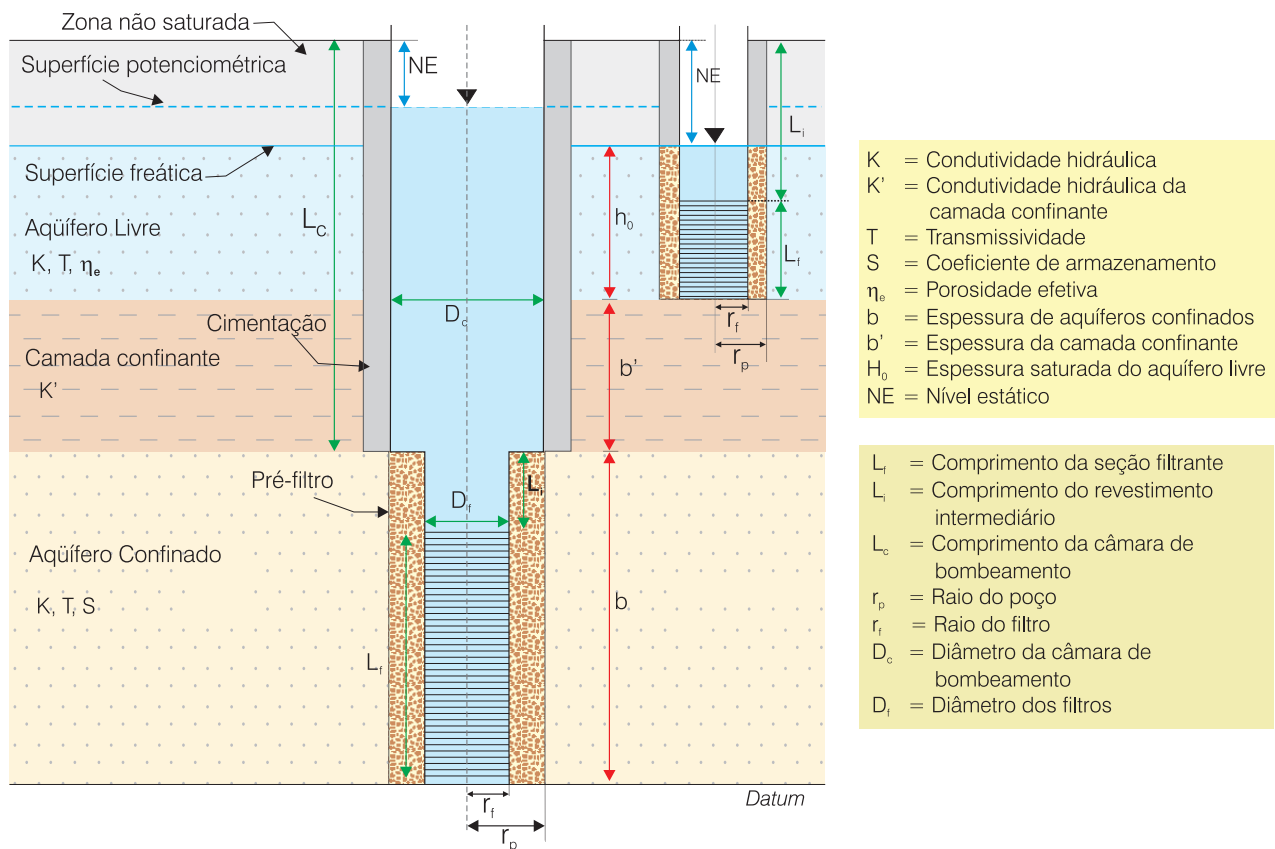


Figura 6.4.1 - Esquema ilustrativo mostrando uma seqüência sedimentar com poços de captação em dois aquíferos distintos (um livre, superior, e um confinado, inferior) e os parâmetros envolvidos.

## Poços em Aquíferos Confinados não Drenantes

Uma das características da captação dos aquíferos confinados é que eles permanecem, em qualquer instante, totalmente saturados. Dessa forma, o mecanismo de liberação de água nesses aquíferos é vinculado aos processos de compactação do aquífero e expansão da água, ocasionados pela diminuição da pressão hidrostática devido ao bombeamento.

Nos aquíferos confinados não drenantes, as camadas confinantes que o isolam são praticamente impermeáveis, ou seja, possuem valores de condutividade hidráulica muito baixos, teoricamente não permitindo a passagem de água. Portanto, quando se extrai água desses aquíferos através de poços, esta água é proveniente apenas do seu armazenamento. Na figura 6.4.2 está representado, esquematicamente, um poço captando um aquífero confinado não drenante, sendo mostrados todos os parâmetros envolvidos.

## Poços em Aquíferos Confinados Drenantes

Os aquíferos confinados drenantes podem ser considerados como um caso particular dos aquíferos confinados. A diferença básica, em relação ao anterior, é que as camadas confinantes apresentam características semi-permeáveis, possibilitando a passagem de água, processo denominado de **drenança**. Assim, na dependência da configuração das cargas hidráulicas do sistema, o aquífero pode transmitir ou receber água de camadas sub ou sobrejacentes. A figura 6.4.3 mostra, de forma esquemática, um poço captando um aquífero

confinado drenante e ilustra os processos de drenança. No caso ilustrado, em condições naturais, existe uma drenança vertical ascendente, onde o aquífero B cede água para o aquífero A, em virtude de apresentar cargas hidráulicas mais elevadas. O bombeamento, a partir dos rebaixamentos produzidos, cria uma zona de inversão de cargas (zona sombreada na figura 6.4.3) que pode induzir uma drenança vertical descendente, com o aquífero A transmitindo água para o B.

## Poços em Aquíferos Livres

Ao contrário dos confinados, nos aquíferos livres não existe limite geológico para delimitação do seu topo ou teto, sendo este representado pelo limite de saturação. Assim, quando se bombeiam poços, o que rebaixa não é uma superfície virtual de pressões, como nos aquíferos confinados, e, sim, a própria superfície freática, provocando uma redução da espessura saturada. Devido a esse processo, o mecanismo principal de liberação de água é a drenagem dos poros, tendo uma pequena participação da compactação do aquífero e expansão da água. Em função da redução de espessura, existem componentes verticais de fluxo, que ocasionam perdas de carga adicionais no fluxo da água em direção ao poço, cujo reflexo é verificado por um acréscimo de rebaixamento do nível da água do poço em bombeamento, em relação ao nível da água dentro do aquífero. Nessas condições é criada uma superfície úmida nas paredes do poço, denominada de superfície de ressurgência ou sudação ( $H'$ ). Na figura 6.4.4 é mostrado, esquematicamente, um poço captando um aquífero livre, sendo ilustradas as características citadas acima e os parâmetros envolvidos no bombeamento.

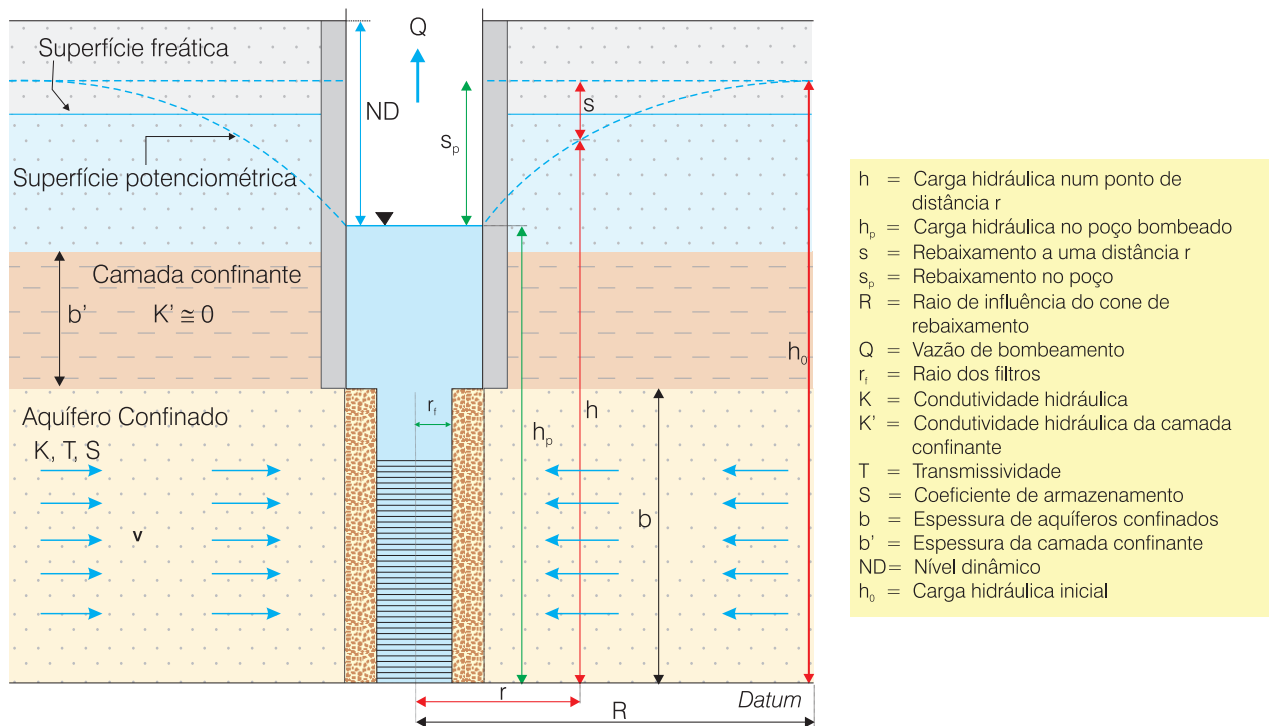


Figura 6.4.2 - Poço captando um aquífero confinado não drenante, mostrando todos os parâmetros pertinentes envolvidos.

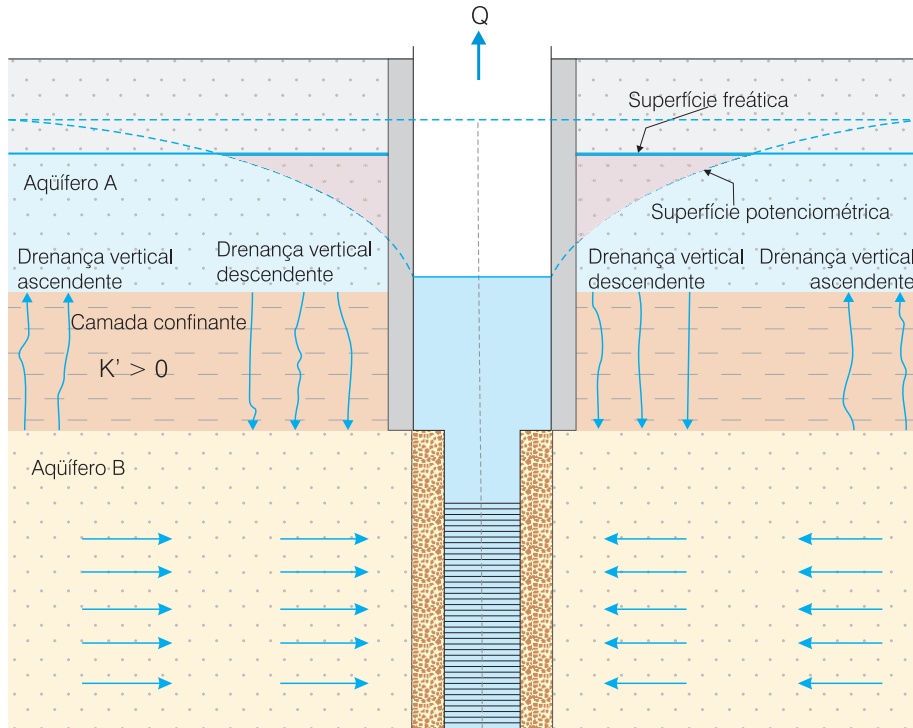


Figura 6.4.3 - Poço captando um aquífero confinado drenante mostrando, esquematicamente, os processos de drenança e todos os parâmetros pertinentes envolvidos.

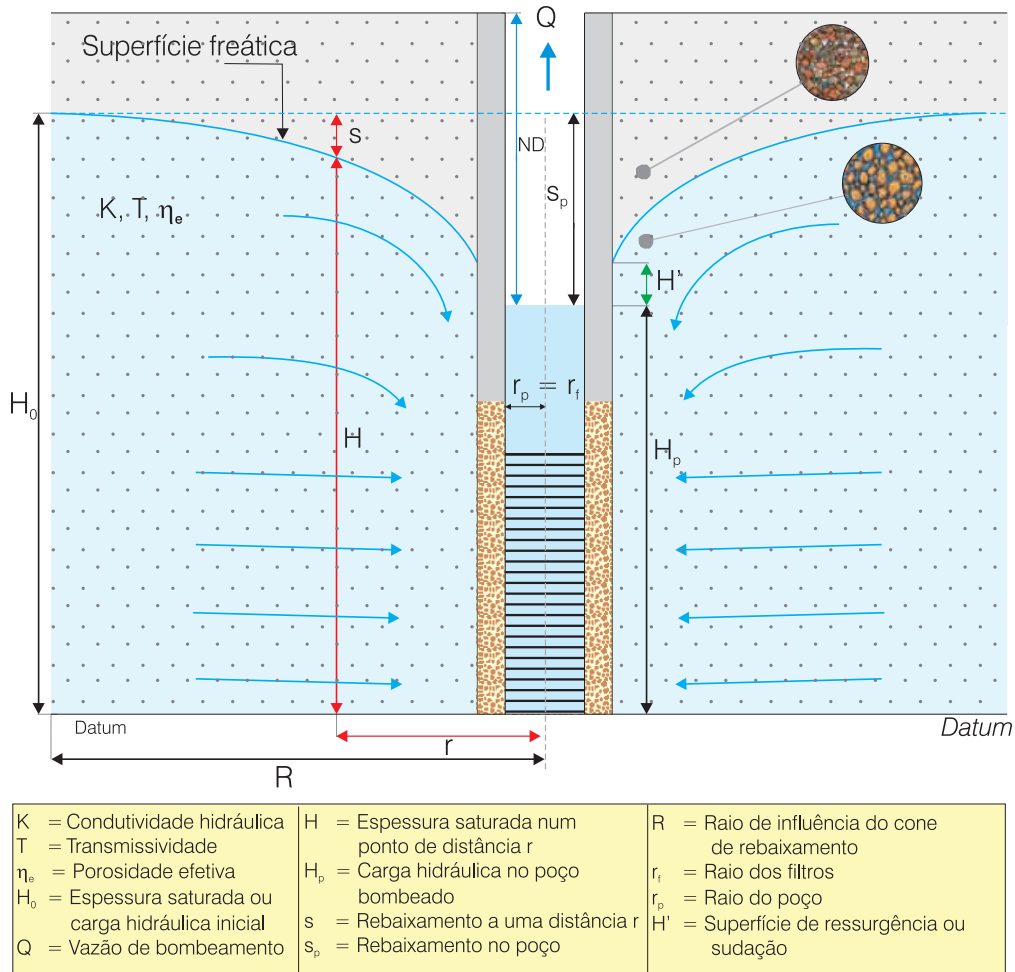


Figura 6.4.4 - Poço captando um aquífero livre.

### 6.4.3 Fluxo Radial para Poços

#### Conceitos de Regime de Fluxo Transiente e Estacionário

Ao se iniciar um bombeamento de um poço, ocorre um rebaixamento progressivo do nível da água ou do nível de pressões do aquífero, formando uma superfície cônica em torno do poço bombeado, chamada de cone de rebaixamentos. Este cone evolui no espaço e no tempo, ou seja, para cada tempo  $t$  corresponde um rebaixamento  $s_p$ , no poço bombeado, e para cada ponto de distância  $r$ , corresponde um rebaixamento  $s$ , conforme ilustrado na figura 6.4.5.

Inicialmente, a água extraída é proveniente apenas do armazenamento do aquífero ( $Q_a$ ), o que se traduz por um contínuo rebaixamento da superfície potenciométrica ou freática. Esse comportamento, onde o cone de rebaixamento evolui progressivamente com o tempo, é chamado de regime transiente (figuras 6.4.5, 6.4.6a, 6.4.6b e 6.4.7).

Com a continuação do bombeamento, o cone de rebaixamento pode chegar a atingir massas de águas superficiais ou provocar drenança a partir de outros aquíferos, passando, neste caso, a existir

uma contribuição de água de uma fonte externa ( $Q_E$ ) ao armazenamento do aquífero (recarga induzida). Nessas condições, a água bombeada não será proveniente apenas do armazenamento, mas será uma composição onde parte sairá do aquífero e parte da fonte externa (figura 6.4.6b). Quando a parcela correspondente à fonte externa se igualar à vazão bombeada, cessará a contribuição do armazenamento, ocorrendo uma estabilização no tempo e no espaço da evolução do cone de rebaixamento (figura 6.4.6c).

Este comportamento é chamado de regime permanente ou estacionário. A característica fundamental do regime permanente é que o aquífero deixa de ser um fornecedor de água, passando a funcionar apenas como um meio de transmissão. Nos aquíferos livres ocorre, com freqüência, o regime permanente, principalmente naqueles corpos próximos a mananciais superficiais, como é o caso de aluviões de rios e riachos perenes, dunas próximas a lagoas etc. Já nos aquíferos confinados, principalmente nos não drenantes, o mais freqüente é o regime transiente, sendo muito difícil ocorrer uma estabilização dos níveis, como é caso da resposta à exploração de grande parte dos aquíferos confinados explorados no Brasil e no mundo.

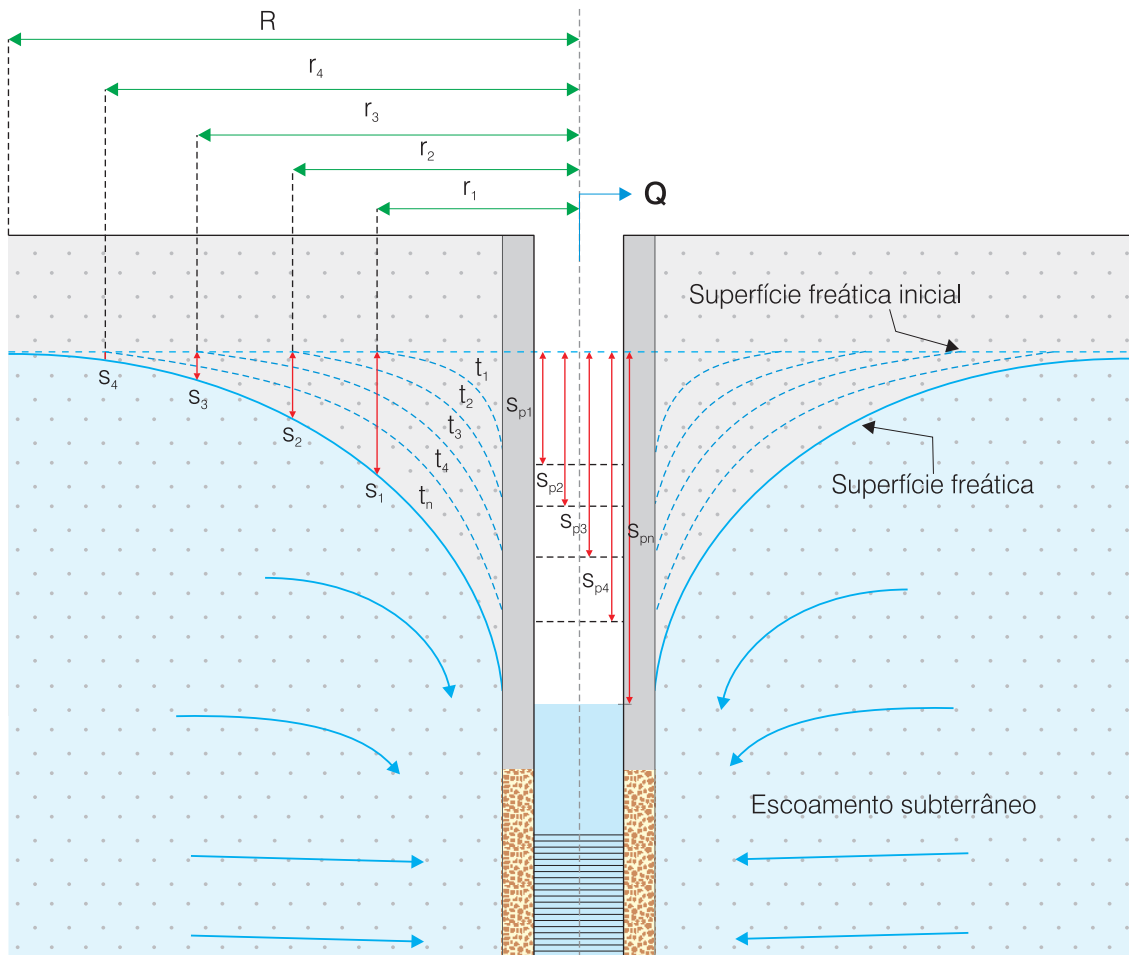
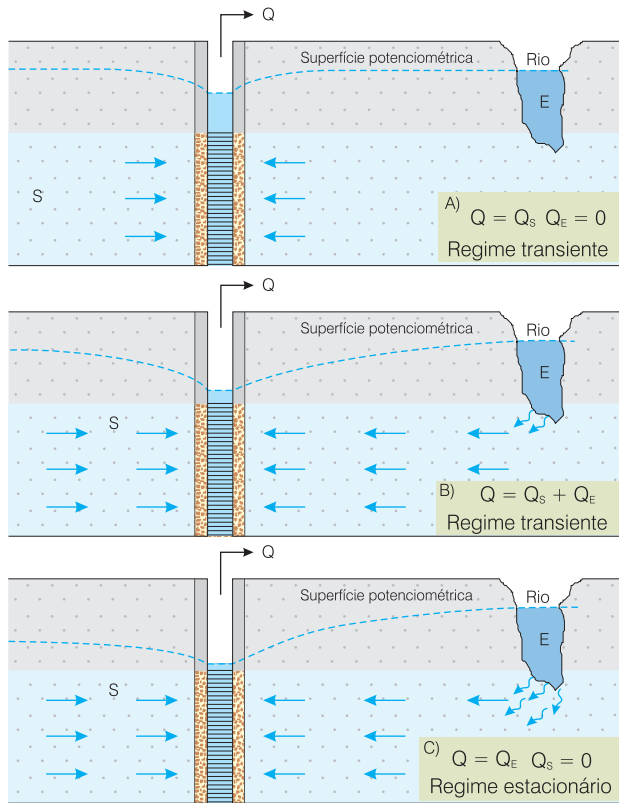
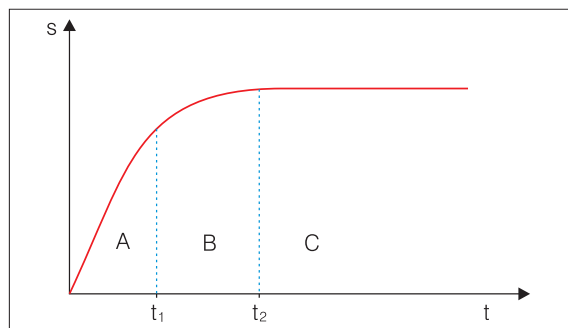


Figura 6.4.5 - Evolução do cone e rebaixamentos devido ao bombeamento de um poço.



**Figura 6.4.6** - Esquema mostrando a diferenciação entre o regime transiente e o regime permanente em função da água extraída do próprio aquífero ou vinda de uma fonte externa (modificado de Custodio & Llamas, 1983).

O gráfico da figura 6.4.7 ilustra o comportamento do regime transiente e do regime estacionário, em função do tempo. A partir do início do bombeamento até um instante  $t_1$ , toda a água bombeada é proveniente do armazenamento do aquífero. A partir de  $t_1$ , inicia a contribuição de uma fonte externa, refletida no gráfico por uma atenuação da curva, existindo ainda, entretanto, participação do armazenamento do aquífero. A partir do instante  $t_2$ , a contribuição da fonte externa é suficiente para suprir a vazão bombeada, não existindo mais a parcela correspondente ao armazenamento, fato expresso na curva pela estabilização do rebaixamento.



**Figura 6.4.7** - Curva rebaixamento *versus* tempo, mostrando o comportamento do regime transiente e do regime permanente.

### Equações Diferenciais de Fluxo para Poços

No capítulo 2.2 é apresentada e discutida a equação geral diferencial de fluxo para poços e as equações diferenciais específicas para cada tipo de aquífero, as quais são reproduzidas abaixo:

#### Equação Geral Diferencial de Fluxo para Poços

$$\frac{\partial}{\partial x} (K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z}) + R_v = S_e \frac{\partial h}{\partial t} \tag{6.4.1}$$

sendo  $K$  a condutividade hidráulica [ $LT^{-1}$ ],  $h$  a carga hidráulica [ $L$ ],  $t$  o tempo [ $T$ ],  $R_v$  a taxa de recarga unitária,  $S_e$  o coeficiente de armazenamento específico ( $\rho g (\alpha + \eta\beta)$ ),  $\rho$  a massa específica da água,  $g$  a aceleração da gravidade [ $LT^{-2}$ ],  $\eta$  a porosidade,  $\alpha$  a compressibilidade da água e  $\beta$  a compressibilidade do meio poroso.

#### Equação Diferencial para Aquíferos Confinados não Drenantes

$$\frac{\partial}{\partial x} (T_{xx} \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (T_{yy} \frac{\partial h}{\partial y}) + R = S \frac{\partial h}{\partial t} \tag{6.4.2}$$

sendo  $T$  a transmissividade ( $LT^2$ ) e  $R$  a taxa de recarga.

#### Equação Diferencial para Aquíferos Confinados Drenantes

$$\frac{\partial}{\partial x} (T_{xx} \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (T_{yy} \frac{\partial h}{\partial y}) + (I_v + R) = S \frac{\partial h}{\partial t} \tag{6.4.3}$$

sendo  $I_v$  a Taxa de filtração vertical.

#### Equação Diferencial para Aquíferos Livres

$$\frac{\partial}{\partial x} (H \cdot K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (H \cdot K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y}) + R = S_{ef} \frac{\partial h}{\partial t} \tag{6.4.4}$$

sendo  $H$  a espessura do aquífero [ $L$ ],  $S_{ef}$  o coeficiente de armazenamento efetivo que, na prática, é igual a porosidade efetiva  $\eta_e$ .

No caso do regime estacionário ou permanente, em todas as equações, o termo dependente do tempo é igualado a zero:

$$\frac{\partial}{\partial x} (T_{xx} \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (T_{yy} \frac{\partial h}{\partial y}) + R = 0$$

$$\frac{\partial}{\partial x} (T_{xx} \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (T_{yy} \frac{\partial h}{\partial y}) + (I_v + R) = 0$$

$$\frac{\partial}{\partial x} (H \cdot K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (H \cdot K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y}) + R = 0$$



### 6.4.4 Fluxo para Poços em Regime Estacionário

#### Aquífero Confinado não Drenante - Método de Thiem

Vamos supor um poço sendo bombeado num aquífero confinado, no centro de uma ilha circular, com o raio de influência igual ao limite da própria ilha e coincidente com o nível da água superficial, conforme mostrado na figura 6.4.8. Pelo princípio da continuidade, a vazão extraída no poço (Q) é igual à vazão que passa pela superfície lateral do cilindro indicado na figura (Q(r)), a qual está sendo reposta, integralmente, pelo manancial superficial. Portanto, ficou estabelecido o regime estacionário. Segundo a lei de Darcy, esta vazão é dada pela expressão:

$$Q = K A i$$

sendo **K** a condutividade hidráulica [LT<sup>-1</sup>], **A** a área lateral do cilindro (2 π r b) [L<sup>2</sup>] e **i** o gradiente hidráulico (dh/dr).

$$Q = 2\pi r b K \frac{dh}{dr} = 2\pi r T \frac{dh}{dr} \Rightarrow dh = \frac{Q}{2\pi T} \frac{1}{r} dr$$

Integrando para os limites extremos, teremos:

No poço ⇒ h = h<sub>p</sub> e r = r<sub>p</sub>  
 No extremo da ilha ⇒ h = h<sub>0</sub> e r = R

$$\int_{h_p}^{h_0} dh = \frac{Q}{4\pi T} \int_{r_p}^R \frac{1}{r} dr \Rightarrow h \Big|_{h_p}^{h_0} = \ln r \Big|_{r_p}^R$$

$$h_0 - h_p = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r_p} \tag{6.4.5}$$

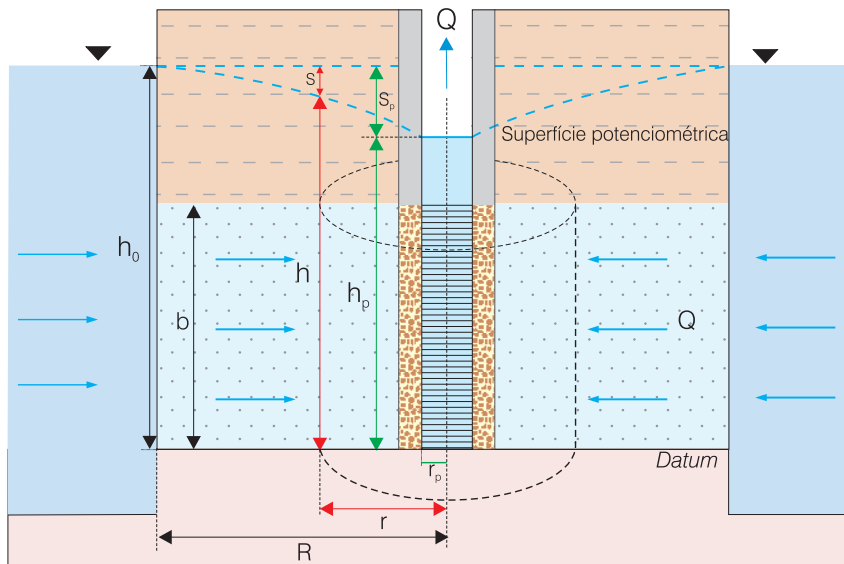


Figura 6.4.8 - Poço no centro de uma ilha circular em aquífero confinado (modificado de Custodio & Llamas, 1983).

Para um caso mais geral, onde o aquífero tenha extensão muito grande, as condições de contorno passam a ser:

No poço ⇒ h<sub>p</sub> e r<sub>p</sub>  
 Num ponto qualquer do aquífero ⇒ h e r

Desta forma, a equação (6.4.5) torna-se:

$$h - h_p = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{r}{r_p} \tag{6.4.6}$$

Considerando-se, agora, um poço sendo bombeado e dois poços de observação, como ilustrado na figura 6.4.9. Pode-se verificar que:

$$h_1 = h_0 - s_1 \text{ e } h_2 = h_0 - s_2$$

$$h_2 - h_1 = h_0 - s_2 - (h_0 - s_1) \Rightarrow h_2 - h_1 = s_1 - s_2$$

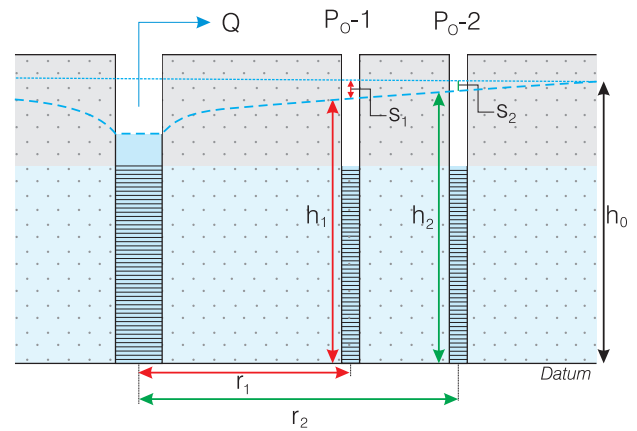


Figura 6.4.9 - Poços de observação em regime permanente, mostrando a relação entre rebaixamento e carga hidráulica.

- Q = vazão de bombeamento
- Q = vazão que passa pela superfície lateral do cilindro de raio r
- h<sub>0</sub> = nível potenciométrico inicial
- h = nível potenciométrico a uma distância r do poço bombeado
- h<sub>p</sub> = nível potenciométrico da água no poço
- s = rebaixamento num ponto qualquer a uma distância r do poço bombeado
- s<sub>p</sub> = rebaixamento no poço bombeado
- r<sub>p</sub> = raio do poço
- R = raio de influência ou limite do cone de rebaixamento
- b = espessura do aquífero

Como  $s_1 - s_2 = \Delta s$  ( $s_1 > s_2$ ), trocando-se a base logarítmica e isolando-se o valor de **T** na equação (6.4.6), vem:

$$T = \frac{0,366 Q}{\Delta s} \log \frac{r_2}{r_1} \quad (6.4.7)$$

Para um ciclo logarítmico,  $r_2/r_1$  é sempre igual a 10, logo  $\log r_2/r_1 = 1$ , e, com isto, a equação (6.4.7) fica simplificada como:

$$T = \frac{0,366 Q}{\Delta s} \quad (6.4.8)$$

sendo **T** a transmissividade [ $L^2T^{-1}$ ], **Q** a vazão de bombeamento,  $\Delta s$  a variação de rebaixamento ( $s_1 - s_2$ ),  $r_2$  a distância do poço bombeado ao ponto de rebaixamento  $s_2$  e  $r_1$  a distância do poço bombeado ao ponto de rebaixamento  $s_1$ .

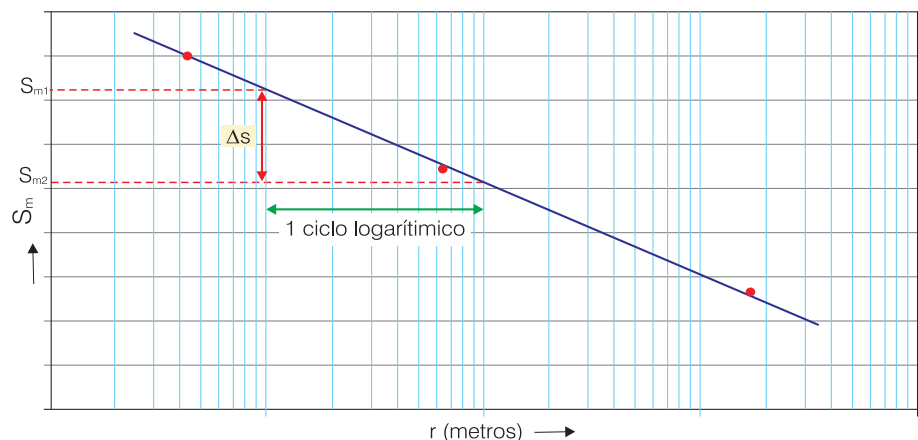
### Hipóteses Adicionais ao Modelo Conceitual

- aquífero confinado não drenante; e
- regime permanente.

### Metodologia de Aplicação

- Realização de um teste de aquífero com o acompanhamento de, no mínimo, três poços de observação e seleção dos valores de rebaixamento máximo (nível estabilizado) para cada poço. Pode-se aplicar o método com apenas dois poços, entretanto, a precisão dos resultados, nesse caso, torna-se precária.
- Construção da curva de campo  $s_m$  versus  $\log r$  e ajuste de uma reta aos pontos plotados, como ilustrado na figura 6.4.10.
- Cálculo de  $\Delta s$  (figura 6.4.10), tomando-se 1 ciclo logarítmico quando possível, e determinação da transmissividade (**T**) através das equações (6.4.7) ou (6.4.8).
- Avaliação da condutividade hidráulica (**K**), através da relação  $K = T / b$ .

**Figura 6.4.10** - Método gráfico para determinação de transmissividade (**T**) em regime permanente, aplicando o método de Thiem.



**Exemplo 6.4.1** - Um poço foi bombeado com uma vazão constante de 90,85 m<sup>3</sup>/h por um período de 3,36 horas. Ao final do bombeamento, o nível dinâmico encontrava-se estabilizado e foi registrado em cinco poços de observação cujos dados são apresentados abaixo.

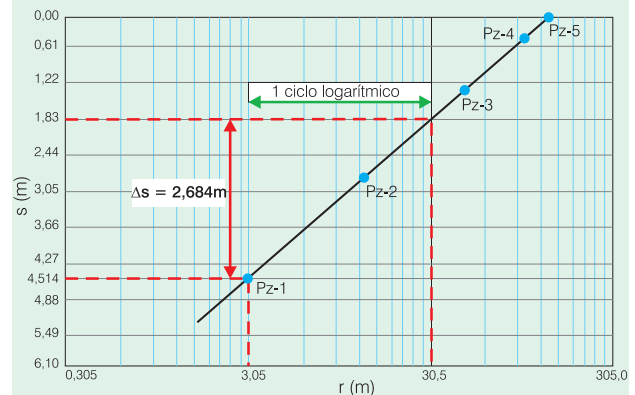
Poço de Observação	Distância (m)	Rebaixamento (m)
Pz-1	3,05	4,606
Pz-2	12,20	2,867
Pz-3	45,75	1,342
Pz-4	91,50	0,519
Pz-5	122,00	0,076

Pede-se para avaliar, utilizando a metodologia de Thiem, a transmissividade (**T**) do aquífero.

### Solução

Inicialmente, foi construída a curva **s** versus  $\log r$ , com os valores apresentados, e ajustada uma reta aos pontos plotados, conforme ilustrado na figura 6.4.11. Em seguida, foi calculada a variação de rebaixamento ( $\Delta s$ ) para um ciclo logarítmico, conforme mostrado também na mesma figura. A transmissividade é dada pela expressão (6.4.8), logo, transformando a vazão para m<sup>3</sup>/s:

$$T = \frac{0,366 \cdot 0,0252361 \text{ m}^3/\text{s}}{2,684 \text{ m}} = 0,00344 \text{ m}^2/\text{s}$$



**Figura 6.4.11** - Exemplo de aplicação da metodologia de Thiem para determinação da transmissividade em regime permanente (adaptado de Fetter, 1994).

### Aquífero Confinado Drenante - Método de DeGlee

Considerando um aquífero confinado drenante, um poço de raio  $r_p$ , e, concêntricos a este poço, dois cilindros com raios extremamente próximos,  $(r-dr)$  e  $r$ , respectivamente, conforme ilustrado na figura 6.4.12, deverá processar-se entre eles uma recarga que será igual à diferença de vazão que passa pelas paredes laterais dos dois cilindros.

A recarga que passa pelo anel (zona hachurada na figura 6.4.12) é, segundo Darcy, dada pela expressão  $Q = K A i$ , logo:

$$K' 2 \pi r dr \frac{h_0 - h}{b'} = Q(r - dr) - Q(r) \Rightarrow$$

$$-dQ(r) = K' 2 \pi r dr \frac{h_0 - h}{b'} \tag{6.4.9}$$

A vazão que passa pela parede lateral do cilindro de raio  $r$  é, também, segundo Darcy:

$$Q(r) = 2 \pi r T \frac{dh}{dr}$$

Derivando esta expressão em relação a  $r$ :

$$\frac{dQ(r)}{dr} = \frac{d}{dr} \left( 2 \pi r T \frac{dh}{dr} \right) = 2 \pi T \frac{d}{dr} \left( r \frac{dh}{dr} \right) \Rightarrow$$

$$\frac{dQ(r)}{dr} = 2 \pi T \left( \frac{dh}{dr} + r \frac{d^2h}{dr^2} \right)$$

$$dQ(r) = \left( 2 \pi T \frac{dh}{dr} + 2 \pi T r \frac{d^2h}{dr^2} \right) dr \tag{6.4.10}$$

Igualando as expressões (6.4.9) e (6.4.10):

$$(2 \pi r K' \frac{h_0 - h}{b'}) dr = - \left( 2 \pi r T \frac{d^2h}{dr^2} + 2 \pi T \frac{dh}{dr} \right) dr$$

$$2 \pi r T \frac{d^2h}{dr^2} + 2 \pi T \frac{dh}{dr} + 2 \pi r \frac{K'}{b'} (h_0 - h) = 0$$

Dividindo tudo por  $2 \pi r T$ :

$$\frac{d^2h}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dh}{dr} + \frac{1}{T} \frac{K'}{b'} (h_0 - h) = 0 \tag{6.4.11}$$

A solução da equação acima, proposta por De Glee (1930), é a seguinte:

$$s_m = \frac{Q}{2 \pi T} \frac{K_0(r/B)}{(r/B) K_1(r/B)} \tag{6.4.12}$$

sendo  $s_m$  o rebaixamento máximo (regime permanente) [L],  $K_0$  a função de Bessel de 2ª espécie e ordem zero,  $K_1$  a função de Bessel de 2ª espécie e ordem um,  $r$  a distância do poço bombeado ao ponto de rebaixamento [L] e  $B$  o fator de drenança [L].

Caso  $r_p$  (raio do poço)  $\ll B$ , como normalmente acontece, o termo  $(r/B) K_1(r/B)$  é aproximadamente igual a um e a equação (6.4.12) fica simplificada como:

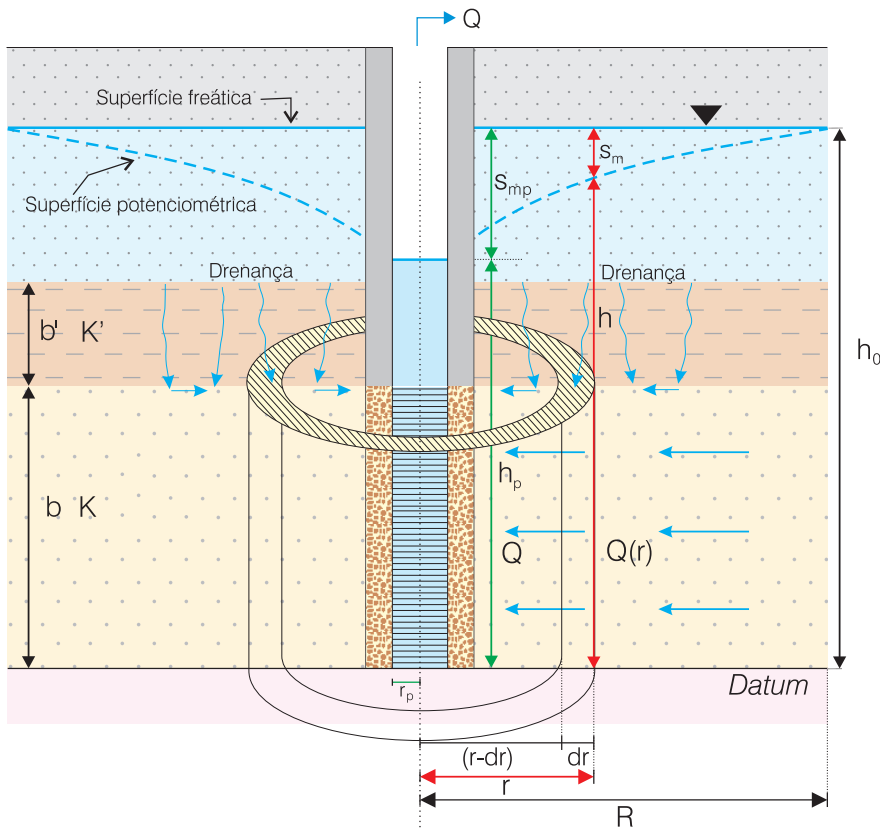


Figura 6.4.12 - Fluxo para um poço em aquífero confinado drenante em regime estacionário.

$$s_m = \frac{Q}{2\pi T} K_0(r/B) \quad (6.4.13)$$

### Hipóteses Adicionais ao Modelo Conceitual

- aquífero confinado drenante em regime estacionário;
- a recarga estabelece-se a partir de outros aquíferos, situados acima ou abaixo (um ou outro, porém não simultaneamente), de tal modo que, em condições de equilíbrio, ambos os aquíferos tenham a mesma carga hidráulica, como ilustrado na figura 6.4.12;
- o aquífero que recarrega mantém um nível praticamente constante, ou seja, o seu rebaixamento deve ser inferior a 5% da espessura da camada semipermeável, de tal modo que a drenança ocorra de forma proporcional ao rebaixamento do nível potenciométrico;
- a recarga também deve ser proporcional à condutividade hidráulica específica do aquífero ( $K'/b'$ ) e à diferença de nível dos aquíferos;
- a recarga deve ser suficientemente pequena para supor que as linhas de corrente, praticamente verticais no aquífero, se encurvem bruscamente até assumirem a horizontalidade ao entrarem no aquífero (figura 6.4.12). Isto equivale a dizer que a recarga não perturba o regime de fluxo radial e horizontal para o poço, ou seja, que  $K \gg K'$  ou que  $B > 3b'$ ;
- não seja retirada água da camada confinante semipermeável;
- $\frac{r_p}{B} < 0,1$  e  $t > \frac{30 r_p^2 S}{T} \left( 1 - \left( \frac{10 r_p}{B} \right)^2 \right)$ ; e
- $0,7 \geq r/B$ .

### Metodologia de Aplicação

- Realização de teste de aquífero com acompanhamento de, pelo menos, três poços de observação.
- Construção da curva teórica  $\log K_0(r/B)$  versus  $\log r/B$  utilizando os valores da tabela da função  $K_0(x)$ , apresentada no anexo 6.4.1.
- Construção de uma curva de campo  $\log s_m$  versus  $\log r$  e superposição sobre a curva teórica até obtenção do melhor ajuste. Escolha de um ponto qualquer, denominado ponto de superposição, como mostrado na figura 6.4.13.
- Registro dos valores de  $K_0(r/B)$  e  $r/B$  na curva teórica e de  $s_m$  e  $r$  na curva de campo, correspondentes ao ponto de superposição escolhido (figura 6.4.13).
- Determinação de  $B$ , a partir do valor de  $r/B$ , e da transmissividade ( $T$ ), através da equação (6.4.13).
- Determinação da resistência hidráulica ( $c$ ) e da condutividade hidráulica ( $K'$ ) da camada semipermeável, através das seguintes equações:

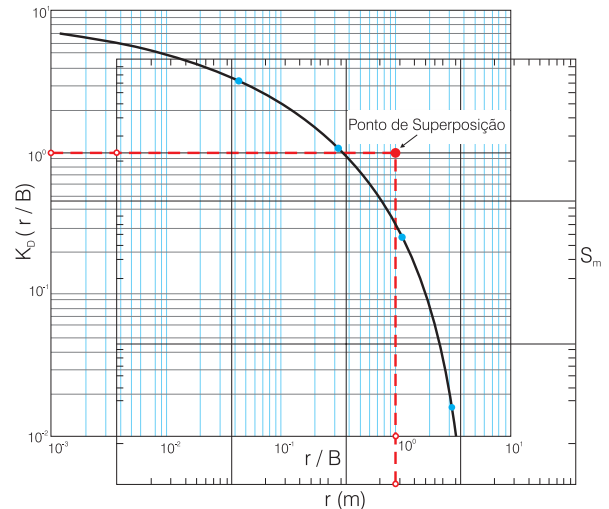


Figura 6.4.13 - Método de DeGlee para avaliação da transmissividade em aquíferos confinados drenantes em regime estacionário (adaptado de Fetter, 1994).

$$c = \frac{1}{K'/b'} \quad (6.4.14)$$

$$B = \sqrt{T c} \quad (6.4.15)$$

sendo  $b'$  a espessura da camada semipermeável [L] e  $T$  a transmissividade do aquífero [ $L^2 T^{-1}$ ].

### Aquífero Confinado Drenante - Simplificação de Hantush/Jacob

Para  $x \ll 0,05 \rightarrow K_0(x) = \ln(1,123/x)$ . Utilizando este corolário, Hantush & Jacob (1966) propuseram que para valores de  $r/B < 0,05$  ou para  $r < 0,05 B$ , a equação (6.4.13) poderia ser simplificada. Assim, mudando a base logarítmica:

$$s_m = \frac{2,3Q}{2\pi T} \log \frac{1,123B}{r} \quad \text{ou} \quad (6.4.16)$$

$$s_m = \frac{2,3Q}{2\pi T} (\log 1,123B - \log r)$$

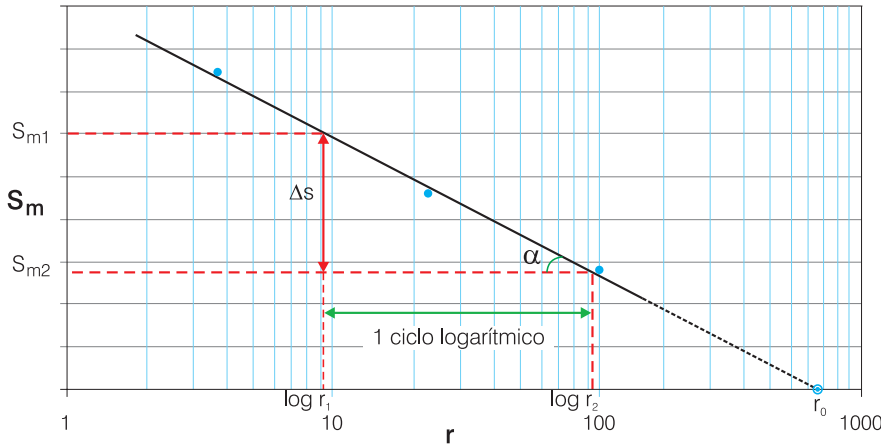
A expressão (6.4.16) é a equação de uma reta na forma  $y = a(\log b - \log x)$ , conforme mostrado na figura 6.4.14. A inclinação da reta é expressa pelo índice  $a$ , sendo  $a = (2,3Q)/(2\pi T)$  representada no gráfico pela  $\text{tg } \alpha$ . Desta forma:

$$a = \frac{2,3Q}{2\pi T} = \text{tg } \alpha = \frac{\Delta s_m}{\Delta \log r}$$

Tirando-se o valor de  $T$ :

$$T = \frac{0,366Q}{\Delta s_m} \log \frac{r_2}{r_1} \quad (6.4.17)$$

Para um ciclo logarítmico  $(r_2/r_1) = 10 \rightarrow \log(r_2/r_1) = 1$ , e a equação (6.4.17) fica simplificada como:



**Figura 6.4.14** - Método de Hantush & Jacob para avaliação da transmissividade em aquíferos confinados drenantes em regime estacionário.

$$T = \frac{0,366Q}{\Delta s_m} \quad (6.4.18)$$

Na equação (6.4.16), para  $s_m = 0 \rightarrow r = r_0$ , ou seja, a distância limite de influência do cone de rebaixamento no regime permanente. Assim:

$$0 = \frac{2,3Q}{2\pi T} \log \frac{1,123B}{r_0}$$

$$\frac{2,3Q}{2\pi T} \neq 0 \rightarrow \log \frac{1,123B}{r_0} = 0 \rightarrow \frac{1,123B}{r_0} = 1$$

$$B = \frac{r_0}{1,123} \quad (6.4.19)$$

sendo  $r_0$  a distância para rebaixamento nulo ou o limite do cone de rebaixamentos [L].

**Hipóteses Adicionais ao Modelo Conceitual**

- todas as especificadas para De Glee; e
- $r/B < 0,05$

**Metodologia de Aplicação**

- Realização de um teste de aquífero com acompanhamento de, pelo menos, três poços de observação.
- Construção da curva  $s_m$  versus  $\log r$  com os dados de campo e ajuste de uma reta aos pontos plotados, como mostrado na figura 6.4.14.
- Cálculo de  $\Delta s_m$  e determinação da transmissividade (T) com o auxílio das equações (6.4.17) ou (6.4.18).
- Avaliação de  $r_0$ , conforme ilustrado na figura 6.4.14, e determinação de B através da equação (6.4.19).
- Determinação de  $c$ ,  $K'/b'$  e  $K'$  seguindo a mesma seqüência metodológica apresentada anteriormente na metodologia de aplicação do método de De Glee.

**Exemplo 6.4.2** - Para exemplificação dos métodos de análise de fluxo para poços em aquíferos confinados drenantes em regime permanente, métodos de De Glee e Hantush-Jacob, serão utilizados os dados de um teste de aquífero realizado na localidade de Dalem, Holanda (*in* Kruseman & De Rider, 1987). Neste teste, a vazão de bombeamento foi de 31,7 m³/h, mantida constante durante todo o bombeamento, até o estabelecimento do regime permanente. Foram realizadas observações em três poços, cujos dados são apresentados abaixo.

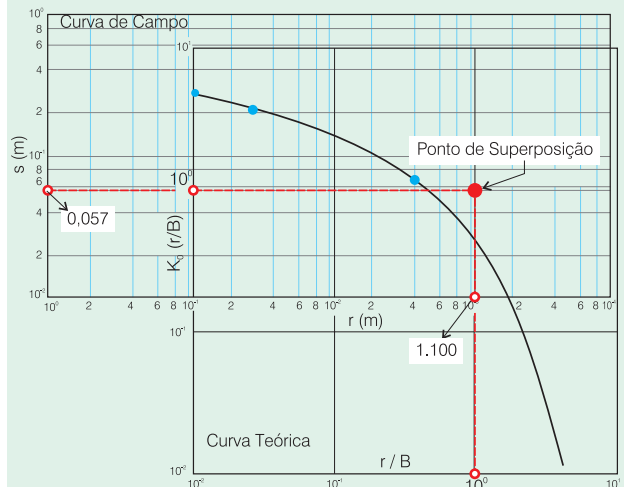
Poços Observados			
	Pz-5	Pz-6	Pz-7
r (m)	10	30	400
$s_m$ (m)	0,28	0,213	0,069

Pede-se para determinar a transmissividade (T), o fator de drenança (B), a resistência e condutividade hidráulica da camada semi-permeável (c e K').

**Solução - (a) De Glee**

Inicialmente, foi construída a curva  $\log s$  versus  $\log r$  com os dados da tabela acima, a qual foi superposta a curva teórica  $K_0(r/B)$  versus  $r/B$ , tal como ilustrado na figura 6.4.15. Com as curvas superpostas foi escolhido um ponto de superposição e feito o registro dos valores de  $K_0(r/B)$  e  $r/B$ , na curva teórica, e  $s_m$  e  $r$ , na curva de campo.

Os valores referentes ao ponto de superposição escolhido foram:



**Figura 6.4.15** - Exemplo de aplicação do método de DeGlee.

$$\begin{aligned} K_0(r/B) &= 1; \\ r/B &= 1; \\ s_m &= 0,057 \text{ m}; \\ r &= 1.100 \text{ m}. \end{aligned}$$

A transmissividade (T) é avaliada a partir da expressão (6.4.13):

$$T = \frac{Q}{2\pi s_m} K_0(r/B) = \frac{0,0088 \text{ m}^3/\text{s}}{2 \cdot 3,141592 \cdot 0,057 \text{ m}} \times 1 = 0,0246 \text{ m}^2/\text{s}$$

Como  $r/B = 1 \Rightarrow r = B$ , logo,  $B = 1.100$  metros.

A resistência hidráulica da camada semipermeável pode ser avaliada a partir da expressão (6.4.15):

$$c = \frac{B^2}{T} = \frac{(1.100 \text{ m})^2}{0,0246 \text{ m}^2/\text{s}} = 49.186.991,87 \text{ s} = 569,29 \text{ dias}$$

Da equação (6.4.14) vem:

$$c = \frac{1}{K'/b'} \Rightarrow K'/b' = \frac{1}{c} = \frac{1}{49186991,87} = 2,03 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1}$$

Como  $b' = 23 \text{ m} \rightarrow K' = 23 \text{ m} \cdot 2,03 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1} = 4,67 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$

**Solução - (b) Hantush/Jacob**

Inicialmente, foi construída a curva **s versus log r** e ajustada uma reta aos pontos plotados, conforme ilustrado na figura 6.4.16. Em seguida, foi calculada a inclinação da reta, dada pela tg  $\alpha$ , tomando-se a variação de rebaixamento para um ciclo logarítmico, também como ilustrado na figura 6.4.16.

$$m = \text{tg } \alpha = \Delta s_m = 0,293 \text{ m} - 0,155 \text{ m} = 0,138 \text{ m}$$

A transmissividade é dada pela expressão (6.4.18):

$$T = \frac{0,366 Q}{\Delta s_m} = \frac{0,366 \cdot 0,0088 \text{ m}^3/\text{s}}{0,138 \text{ m}} = 0,0233 \text{ m}^2/\text{s}$$

O fator de drenança (B) é dado por (6.4.19):

$$B = \frac{r_0}{1,123} = \frac{1.100}{1,123} = 979,52 \text{ m}$$

Utilizando-se as expressões (6.4.15), (6.4.14) e sabendo-se que  $b' = 23$ :

$$c = \frac{B^2}{T} = \frac{(979,52 \text{ m})^2}{0,0233 \text{ m}^2/\text{s}} = 41.178.516,33 \text{ s} = 476,6 \text{ dias}$$

$$c = \frac{1}{K'/b'} \Rightarrow K'/b' = \frac{1}{c} = \frac{1}{41.178.516,33} = 2,43 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1}$$

$$K' = 23 \text{ m} \cdot 2,43 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1} = 5,59 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$$

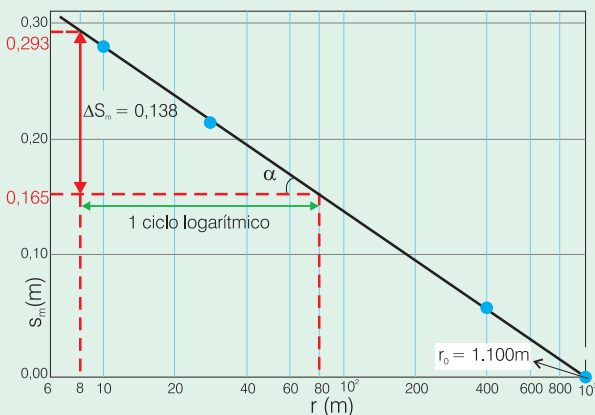


Figura 6.4.16 - Exemplo de aplicação do método de Hantush - Jacob.

**Aqüífero Livre - Método de Dupuit & Forchheimer**

A análise rigorosa da hidráulica de aquíferos livres é muito complexa. Uma primeira aproximação foi feita por Dupuit & Forchheimer em 1836 (*in Custodio & Llamas, 1983*) e consiste em admitir que a cada momento:

- o fluxo é perfeitamente horizontal;
- o gradiente que origina o movimento da água é definido pela inclinação da superfície freática, dada por  $dH/dx$ , sendo  $x$  a dimensão horizontal e  $H$  a espessura saturada; e
- a velocidade de fluxo é constante ao longo de uma mesma vertical, ou seja, as superfícies equipotenciais são verticais.

Estas aproximações podem parecer grosseiras, entretanto, na realidade, são bastante aceitáveis, já que, em geral, as dimensões horizontais nos aquíferos são muito maiores que as verticais. Considerando o esquema da figura 6.4.17, que mostra um poço captando um aquífero livre no centro de uma ilha circular e supondo que o rebaixamento produzido em relação à espessura saturada seja desprezível, a vazão que passa pela superfície lateral do cilindro indicado é, segundo Darcy, dada pela seguinte expressão:

$$Q = K 2\pi r H \frac{dH}{dr}$$

sendo  $K$  a condutividade hidráulica [ $L T^{-1}$ ],  $2\pi r H$  a área da superfície lateral do cilindro [ $L^2$ ] e  $dH/dr$  o gradiente hidráulico a uma distância  $r$  do poço.

Isolando os termos em  $H$ :

$$H dH = \frac{Q}{2\pi K} \frac{1}{r} dr$$

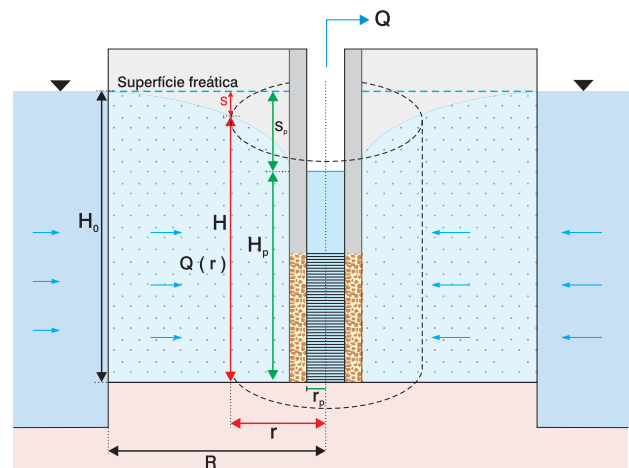


Figura 6.4.17 - Poço no centro de uma ilha circular em aquífero livre ilustrando as condições para o regime permanente (Adaptado de Custodio & Llamas, 1983).

Integrando para as condições de contorno:

No poço  $\rightarrow r = r_p$  e  $H = H_p$   
 No extremo da ilha  $\rightarrow r = R$  e  $H = H_0$

$$\int_{H_p}^{H_0} H \, dH = \frac{Q}{2\pi K} \int_{r_p}^R \frac{1}{r} \, dr \rightarrow \left( \frac{H_0^2 - H_p^2}{2} \right) = \frac{Q}{2\pi K} (\ln R - \ln r_p)$$

$$H_0^2 - H_p^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r_p} \quad (6.4.20)$$

Generalizando para um ponto qualquer:

$$H^2 - H_p^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{r}{r_p} \quad (6.4.21)$$

Aplicando a equação (6.4.21) para dois poços de observação:

$$H_2^2 - H_1^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (6.4.22)$$

Como a transmissividade (T) é igual a  $KH_0$ , expressando a equação (6.4.22) em função de T:

$$K H_0 = \frac{Q H_0}{\pi (H_2^2 - H_1^2)} \ln \frac{r_2}{r_1}$$

e como  $H_2 = H_0 - s_2$  e  $H_1 = H_0 - s_1$

$$T_0 = \frac{Q H_0}{\pi [(H_0 - s_2)^2 - (H_0 - s_1)^2]} \ln \frac{r_2}{r_1}$$

$$T_0 = \frac{Q}{2\pi \left[ \left( s_1 - \frac{s_1^2}{2H_0} \right) - \left( s_2 - \frac{s_2^2}{2H_0} \right) \right]} \ln \frac{r_2}{r_1}$$

Finalmente, mudando a base do logaritmo:

$$T_0 = \frac{0,366 Q}{\left( s_1 - \frac{s_1^2}{2H_0} \right) - \left( s_2 - \frac{s_2^2}{2H_0} \right)} \log \frac{r_2}{r_1} \quad (6.4.23)$$

sendo  $T_0$  a transmissividade inicial do aquífero [ $L^2T^{-1}$ ] e  $H_0$  a espessura saturada inicial (aquífero em repouso) [L].

A fórmula de Dupuit é rigorosamente certa para o cálculo da vazão e do rebaixamento no poço bombeado. Entretanto, nas vizinhanças deste poço, onde, na prática, existem componentes verticais de fluxo, ela não representa bem a superfície do cone de rebaixamento, conforme é ilustrado na figura 6.4.18.

Uma expressão que aproxima satisfatoriamente a superfície freática, independentemente da vazão, pode ser obtida tirando-se o valor de  $Q$  nas expressões (6.4.20) e (6.4.21):

$$Q = \frac{(H_0^2 - H_p^2)\pi K}{\ln(R/r_p)} \text{ e } Q = \frac{(H^2 - H_p^2)\pi K}{\ln(r/r_p)}$$

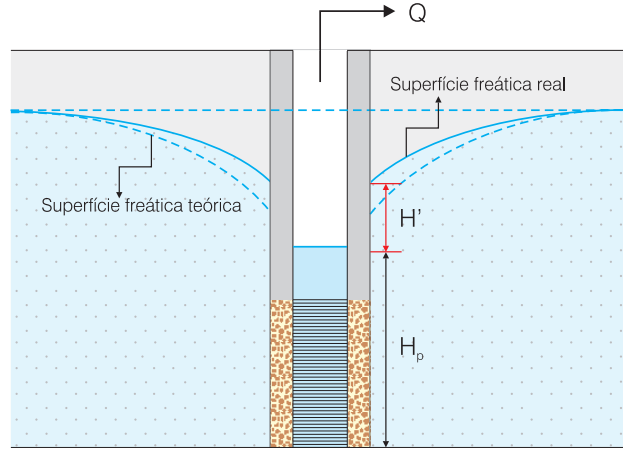


Figura 6.4.18 - Nível freático real e teórico (equação de Dupuit-Forchheimer) em aquíferos livres.

Igualando-se as duas expressões:

$$(H^2 - H_p^2) = (H_0^2 - H_p^2) \frac{\ln(r/r_p)}{\ln(R/r_p)} \quad (6.4.24)$$

Para que esta expressão reproduza melhor a superfície freática nas proximidades do poço bombeado, foi feita uma correção que consiste em supor que a carga hidráulica no poço ( $H_p$ ) é acrescida do valor da superfície de ressurgência ( $H'$ ). Logo, a equação (6.4.24) passa a ser:

$$\left[ H_2 - (H_p + H') \right]^2 = \left[ H_0^2 - (H_p + H')^2 \right] \frac{\ln(r/r_p)}{\ln(R/r_p)} \quad (6.4.25)$$

O cálculo da superfície de ressurgência é feito a partir de fórmulas empíricas ou semi-empíricas, das quais as mais conhecidas estão relacionadas a seguir:

$$H' \approx 0,5 \frac{(H_0 - H_p)^2}{H_p} \text{ (Fórmula de Ehrenberger)} \quad (6.4.26)$$

$$H' \approx H_0 - H_p - c \frac{Q}{2\pi K H_0} \text{ (Fórmula de Boulton)} \quad (6.4.27)$$

onde:

$$c = \begin{cases} 3,75 & \text{para } r_p / H_0 \leq 0,1 \\ 3,5 & \text{para } r_p / H_0 \leq 0,25 \end{cases}$$

Fórmula de Hall

$$H' \approx \left( \frac{H - H_p}{1 + 5(r_p / H)} \right) \left( \frac{1 - (H_p / H)^{2,4}}{1 + 0,02 \ln(r / r_p)} \right) \quad (6.4.28)$$

onde:

$$H = \begin{cases} \text{espessura saturada para } r > 1,5 H_0 \\ H_0 & \text{se } r = R \end{cases}$$

**Observações:**

- a fórmula (6.4.27) é válida para  $r > 4r_p$ ;
- para  $1,5H_0 > r > 4r_p$  é aconselhável considerar para  $H$  o valor médio calculado pelas fórmulas (6.4.24) e (6.4.25);
- para  $r > 1,5 H_0$  é válida a equação (6.4.24).

**Hipóteses Adicionais - Modelo Conceitual**

- aquífero livre;
- regime permanente;
- deve-se conhecer ou estimar a espessura do aquífero.

**Metodologia de Aplicação**

- Realização de um teste de aquífero com observação da evolução dos rebaixamentos em pelo menos dois poços.
- Seleção do rebaixamento estabilizado ( $s_m$ ) para cada poço.
- Determinação da transmissividade inicial do aquífero ( $T_0$ ) utilizando a expressão (6.4.23).
- Avaliação da condutividade hidráulica através da seguinte expressão:

$$K = \frac{T_0}{H_0} \tag{6.4.29}$$

**Exemplo 6.4.3** - Para exemplificar a aplicação do método de Dupuit & Forchheimer, serão utilizados os dados de um teste de aquífero realizado num poço captando sedimentos quaternários da planície costeira de Santa Catarina, com espessura saturada de 35,0 metros. O poço foi bombeado durante 1.600 minutos com uma vazão constante de 24,0 m³/h e foram utilizados dois poços de observação, cujos dados são apresentados abaixo.

	Poço Observ. 1	Poço Observ. 2
r (m)	15,0	20,0
$s_m$ (m)	1,120	1,005

Determinar valores para a transmissividade inicial e condutividade hidráulica do aquífero.

**Solução**

A transmissividade é dada diretamente pela expressão (6.4.23) com a vazão em m³/s:

$$T_0 = \frac{0,366 \cdot 0,00666667 \text{ m}^3 / \text{s}}{(1,12\text{m} - \frac{(1,12 \text{ m})^2}{2 \cdot 35 \text{ m}}) - (1,005 - \frac{(1,005 \text{ m})^2}{2 \cdot 35 \text{ m}})} \log \frac{20 \text{ m}}{15 \text{ m}}$$

$$T_0 = \frac{0,00244 \text{ m}^3 / \text{s}}{(0,11151 \text{ m})} \log 1,33333$$

$$T_0 = 2,73 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 / \text{s}$$

A condutividade hidráulica é expressa por (6.4.29):

$$K = \frac{T_0}{H_0} = \frac{0,00273 \text{ m}^2 / \text{s}}{35 \text{ m}} = 7,81 \cdot 10^{-5} \text{ m} / \text{s}$$

**Raio de Influência**

O raio de influência é a distância para a qual o efeito do bombeamento de um poço é nulo, ou seja, é a distância limite do cone de rebaixamento.

No regime permanente, devido à estabilização, o raio de influência assume um valor constante. Ao contrário, no regime transitório, o raio de influência é função do tempo de bombeamento. Desta forma, o conceito de raio de influência, a rigor, só seria válido para o regime permanente, sendo facilmente determinado através do método gráfico. Para isto, basta prolongar a reta que ajusta os pares de pontos plotados, rebaixamento máximo ( $s_m$ ) versus distância ao poço bombeado (r) (figuras 6.4.14 e 6.4.16), até a mesma interceptar a ordenada zero, que corresponde ao rebaixamento nulo. O valor de r do ponto de interseção será o raio de influência. Para o regime transitório, também é possível a utilização desta metodologia, porém, os rebaixamentos devem corresponder a um mesmo tempo de bombeamento. Neste caso, é fundamental ter-se a consciência de que o raio de influência encontrado é válido apenas para o instante de bombeamento considerado na análise.

A equação de Jacob, dada pela expressão (6.4.39) apresentada mais adiante, pode ser escrita da seguinte forma:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \ln \left( \frac{\sqrt{\frac{2,25 T t}{S}}}{r} \right)^2 \Rightarrow s = \frac{Q}{2\pi T} \ln \left( \frac{\sqrt{\frac{2,25 T t}{S}}}{r} \right)$$

A equação acima é comparável à equação de Thiem, apresentada abaixo, considerando  $r = r_p$ :

$$h_0 - h_p = s = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r_p}$$

Logo, pode-se dizer que:

$$R = \sqrt{\frac{2,25 T t}{S}} \text{ ou } R = 1,5 \sqrt{\frac{T t}{S}} \tag{6.4.30}$$

sendo **R** o raio de influência [L].

Para o regime transitório pode-se utilizar a equação (6.4.30), que expressa a variação do raio de influência com o tempo. Este parâmetro, assim definido, depende do tempo e das características do aquífero, porém, não depende da vazão de bombeamento. Na prática, durante o planejamento de testes de aquíferos, muitas vezes esta expressão é utilizada para prever o tempo de resposta de um determinado poço de observação a um bombeamento. Explicitando-se **t**, na equação (6.4.30) tem-se:

$$t = \frac{R^2 S}{2,25 T} \tag{6.4.31}$$



**Exemplo 6.4.4** - Para exemplificar, vamos supor que no planejamento operacional de um teste de aquífero, deseje-se determinar em que instante deve-se iniciar a observação sistemática de um poço localizado a 750 metros, admitindo que, com base em estudos anteriores, o aquífero tenha as seguintes características:

$$T = 0,01 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$S = 0,0003.$$

**Solução**

Substituindo os valores dados na equação (6.4.31):

$$t = \frac{(750 \text{ m})^2}{2,25} \frac{0,0003}{0,01 \text{ m}^2/\text{s}}$$

$$t = 7.500 \text{ s} = 2\text{h } 05 \text{ min}$$

O valor encontrado mostra que o poço só irá começar a reagir após 2 h 05 min de bombeamento, não tendo necessidade da programação de leituras iniciais.

### 6.4.5 Fluxo para Poços em Regime Transiente

#### Aquífero Confinado não Drenante - Método de Theis

Para as condições específicas de aquífero confinado não drenante e regime transitório, a solução da equação diferencial geral do fluxo subterrâneo é a seguinte:

$$h_0 - h = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{-e^{-u}}{u} du \tag{6.4.32}$$

sendo:

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \tag{6.4.33}$$

A integral da expressão (6.4.32) não tem solução exata. A sua resolução foi proposta inicialmente por Theis (1935), através de uma série convergente como se segue:

$$0,5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2.2!} + \frac{u^3}{3.3!} - \frac{u^4}{4.4!} \dots = W(u) \tag{6.4.34}$$

Como  $h_0 - h = s$ , da equação (6.4.32) vem:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \text{ (Equação de Theis)} \tag{6.4.35}$$

Tirando-se o valor de **T** em (6.4.35) e de **S** em (6.4.33), tem-se:

$$T = \frac{Q}{4\pi s} W(u) \tag{6.4.36}$$

$$S = \frac{4Ttu}{r^2} \tag{6.4.37}$$

sendo **s** o rebaixamento a uma distância **r** do poço bombeado [L], **Q** a vazão de bombeamento [ $L^3T^{-1}$ ], **T** a transmissividade [ $L^2T^{-1}$ ], **W(u)** a função de poço

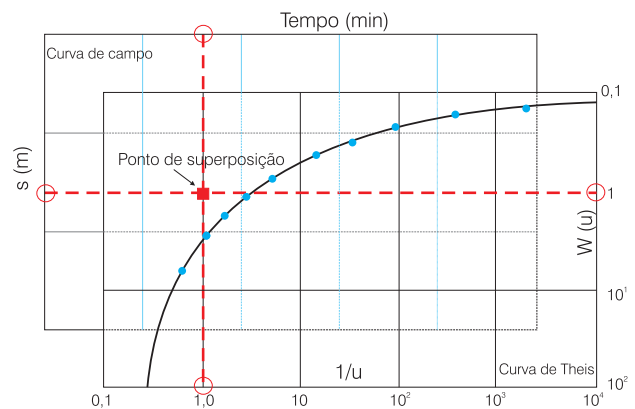
para aquífero confinado não drenante (anexo 6.4.3), **S** o coeficiente de armazenamento, **t** o tempo de bombeamento [T] e **r** a distância do poço bombeado a um ponto de rebaixamento **s** [L].

#### Hipóteses Adicionais ao Modelo Conceitual

- aquífero confinado não drenante; e
- regime transiente.

#### Metodologia de Aplicação

- Realização de um teste de aquífero com acompanhamento de, no mínimo, um poço de observação.
- Construção da curva padrão **log W(u) versus log 1/u** ou **log u**, através dos valores de tabelas apresentadas em livros textos e reproduzidas no anexo 6.4.3 ou utilizando a série convergente de Theis, expressão (6.4.34) programada em computador.
- Construção da curva de campo plotando-se os valores de rebaixamento (s) versus tempo (t), em papel bilog. Deve-se utilizar o mesmo módulo logarítmico da curva teórica.
- Superposição da curva de campo sobre a curva padrão até a obtenção do melhor ajuste e escolha de um ponto qualquer, denominado ponto de superposição, como ilustrado na figura 6.4.19. Na medida do possível, deve-se escolher um ponto de superposição para valores inteiros de W(u) e 1/u para facilitar os cálculos, como, por exemplo,  $W(u) = 1$  e  $1/u = 1$ .
- Mantendo a superposição, efetuar o registro dos valores de W(u) e 1/u, na curva padrão, e s e t, na curva de campo, correspondentes ao ponto de superposição escolhido, tal como mostrado na figura 6.4.19.



**Figura 6.4.19** - Método gráfico de superposição para a determinação da transmissividade (T) e do coeficiente de armazenamento (S) utilizando a metodologia de Theis.

vi) Cálculo da transmissividade (T) e do coeficiente de armazenamento (S), através das equações (6.4.36) e (6.4.37), respectivamente.

vii) Conhecendo-se a espessura do aquífero (b), calcular a condutividade hidráulica (K), através da equação:

$$K = \frac{T}{b} \quad (6.4.38)$$

### Aquífero Confinado não Drenante - Simplificação de Cooper/Jacob

Cooper & Jacob (1946) constataram que quando o valor de **u** era muito pequeno, **u < 0,01** (figura 6.4.20), os dois primeiros termos da série de Theis eram suficientes para apresentar uma aproximação bastante confiável do valor de **W(u)**. Assim, foi considerado que, nestes casos, a equação de Theis, para cálculo de rebaixamentos, poderia ser aproximada por:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} [-0,5772 - \ln u], \text{ sendo } u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

Trabalhando a expressão anterior e trocando a base logarítmica, chega-se a equação de Jacob:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{0,561468}{u} = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{0,561468}{\frac{r^2 S}{4Tt}}$$

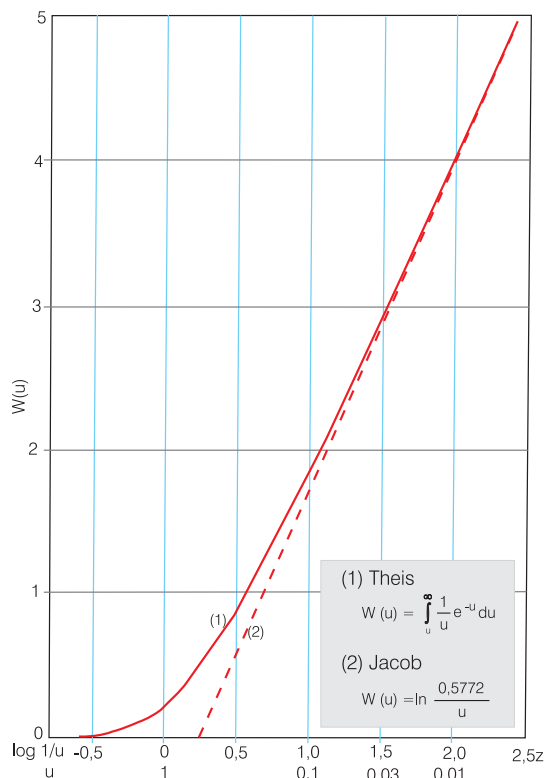


Figura 6.4.20 - Relação gráfica entre os métodos de Theis e Jacob (adaptado de Custodio & Llamas, 1983).

(Equação de Jacob)

$$s = \frac{0,183Q}{T} \log \frac{2,25 T t}{r^2 S} \quad (6.4.39)$$

A equação (6.4.39) pode ser escrita como:

$$s = \frac{0,183Q}{T} (\log \frac{2,25 T}{r^2 S} + \log t)$$

que é a equação de uma reta na forma  $y = a \log x + b$ , onde **a** é o coeficiente angular dado pela **tg α** (figura 6.4.21). Assim:

$$\text{tg } \alpha = a = \frac{s_2 - s_1}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta s}{\log (t_2 / t_1)}$$

e como:

$$a = \frac{0,183Q}{T} = \frac{\Delta s}{\log (t_2 / t_1)}$$

o valor da transmissividade (T) será dado pela seguinte expressão:

$$T = \frac{0,183Q}{\Delta s} \log \frac{t_2}{t_1} \quad (6.4.40)$$

Para um ciclo logarítmico, **t<sub>2</sub>/t<sub>1</sub>** é sempre igual a 10 (dez) e, conseqüentemente, o **log t<sub>2</sub>/t<sub>1</sub>** é sempre igual a 1 (um). Logo, para um ciclo logarítmico, o coeficiente angular da reta é sempre igual à variação do rebaixamento, e a equação (6.4.40) passa a ser:

$$T = \frac{0,183Q}{\Delta s} \quad (6.4.41)$$

sendo **Δs** a variação do rebaixamento tomado num ciclo logarítmico [L], **t<sub>1</sub>** o tempo correspondente ao rebaixamento **s<sub>1</sub>** [L] e **t<sub>2</sub>** o tempo correspondente ao rebaixamento **s<sub>2</sub>** [L]

Na equação (6.4.39), considerando o instante onde o rebaixamento é nulo ( $s = 0$ ), tem-se **t<sub>0</sub>**, logo:

$$0 = \frac{0,183Q}{T} \log \frac{2,25 T t_0}{r^2 S}$$

Como:

$$\frac{0,183Q}{T} \neq 0, \text{ obrigatoriamente}$$

$$\log \frac{2,25 T t_0}{r^2 S} = 0 \Rightarrow \frac{2,25 T t_0}{r^2 S} = 1$$

e, tirando-se o valor do coeficiente de armazenamento (S) na expressão acima:

$$S = \frac{2,25 T t_0}{r^2} \quad (6.4.42)$$

sendo **t<sub>0</sub>** o tempo limite para rebaixamento nulo [T] e **r** a distância do centro do poço bombeado para o ponto onde está sendo medido o rebaixamento [L].

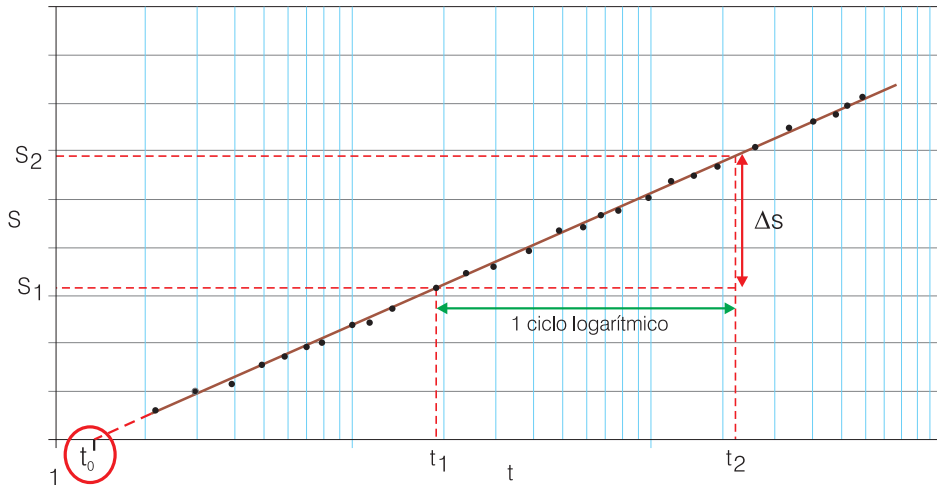


Figura 6.4.21 - Método gráfico para determinação da transmissividade (T) e do coeficiente de armazenamento (S) utilizando a simplificação de Cooper-Jacob.

**Hipóteses Adicionais ao Modelo Conceitual**

- aquífero confinado não drenante;
- regime transitório;
- $u < 0,01$ .

**Metodologia de Aplicação**

- Realização de um teste de aquífero com acompanhamento de pelo menos 1 (um) poço de observação.
- Construção da curva de campo **s versus log t** e ajuste de uma reta aos pontos plotados, como mostrado na figura 6.4.21.
- Cálculo de  $\Delta s$  tomando-se, quando possível, 1 (um) ciclo logarítmico, (figura 6.4.21) e avaliação da transmissividade (T), através das equações (6.4.40) ou (6.4.41).
- Avaliação de  $t_0$ , prolongando-se a reta até a mesma interceptar o eixo das abscissas onde  $s = 0$ , conforme ilustrado na figura 6.4.21, e cálculo do coeficiente de armazenamento (S), através da equação (6.4.42).
- Cálculo da condutividade hidráulica (K), através da expressão 6.4.38.

**Exemplo 6.4.5** - Em um aquífero confinado não drenante, um poço foi bombeado com uma vazão de 49,896 m<sup>3</sup>/h durante 500 minutos. O aquífero tem uma espessura de 14,64 metros. Foi observada a evolução do rebaixamento num poço de observação localizado a 251,32 metros do poço bombeado e cujos dados são apresentados abaixo.

Tempo (min)	s (m)	Tempo (min)	s (m)	Tempo (min)	s (m)
3	0,09	47	1,56	160	2,53
5	0,21	50	1,62	200	2,59
8	0,40	60	1,74	260	2,81
12	0,64	70	1,86	320	2,96
20	0,98	80	1,92	380	3,11
24	1,10	90	2,04	500	3,32
30	1,25	100	2,14		
38	1,43	130	2,29		

Pede-se para calcular, utilizando as metodologias de Theis e Cooper-Jacob, valores para a transmissividade (T), coeficiente de armazenamento (S) e condutividade hidráulica (K).

**Solução - Método de Theis**

Na figura 6.4.22 é mostrada a superposição da curva de campo com a curva teórica de Theis, ilustrando o ponto de superposição escolhido. Os valores referentes a este ponto são:

$$W(u) = 1;$$

$$1/u = 1;$$

$$s = 0,73 \text{ m};$$

$$t = 4,1 \text{ min}.$$

A transmissividade (T) é dada pela expressão (6.4.36):

$$T = \frac{0,01386 \text{ m}^3 / \text{s}}{4 \cdot \pi \cdot 0,73 \text{ m}} \cdot 1 = 0,00151 \text{ m}^2 / \text{s}$$

O coeficiente de armazenamento é dado por (6.4.37):

$$S = \frac{4 \cdot 0,00151 \text{ m}^2 / \text{s} \cdot 246 \text{ s} \cdot 1}{(251,32 \text{ m})^2} = 0,0000235$$

A condutividade hidráulica (K) é dada pela expressão (6.4.38):

$$K = \frac{0,00151 \text{ m}^2 / \text{s}}{14,64 \text{ m}} = 0,000103 \text{ m/s}$$

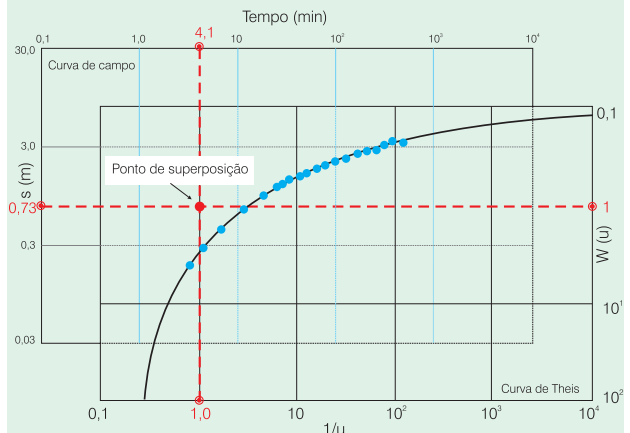


Figura 6.4.22 - Exemplo de aplicação da metodologia de superposição de Theis para a determinação dos parâmetros T e S (adaptado de Fetter, 1994).

**Solução - Método de Jacob**

A figura 6.4.23 mostra os dados do teste, rebaixamento *versus* tempo, plotados em papel monolog. Foi ajustada uma reta aos pontos e calculada a variação de rebaixamento para um ciclo logarítmico. O prolongamento da reta até o eixo de rebaixamento nulo marca o tempo  $t_0$ .

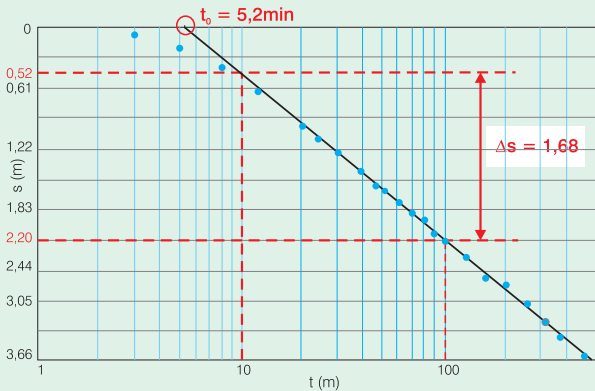
A transmissividade é dada pela expressão (6.4.41) e transformando a vazão para  $m^3/s$ :

$$T = \frac{0,183 \cdot 0,01386 \text{ m}^3 / \text{s}}{1,68 \text{ m}} = 0,00151 \text{ m}^2 / \text{s}$$

No gráfico da figura 6.4.23 o valor de  $t_0$  é 5,2 minutos.

Transformando para segundos e aplicando na equação (6.4.42), que expressa o coeficiente de armazenamento:

$$S = \frac{2,25 \cdot 0,00151 \text{ m}^2 / \text{s} \cdot 312 \text{ s}}{(251,32 \text{ m})^2} = 0,000017$$



**Figura 6.4.23** - Exemplo de aplicação da metodologia simplificada de Cooper - Jacob para cálculo dos parâmetros **T** e **S** (adaptado de Fetter, 1994).

Pode-se verificar, claramente, no gráfico da figura 6.4.23, que os pontos iniciais, referentes aos primeiros instantes de bombeamento, se afastam da tendência linear mostrada pelo restante dos dados. Este fato reflete, para estes pontos, a não adequabilidade do método, em função de valores de  $u$  superiores ao admissível para a sua aplicação (0,03). Um rápido exame na expressão (6.4.33) permite verificar que o valor de  $u$  num ponto qualquer, considerando que a transmissividade ( $T$ ) e o coeficiente de armazenamento ( $S$ ) são parâmetros específicos do aquífero e podem ser considerados constantes, varia diretamente em função do quadrado da distância ao poço bombeado ( $r^2$ ) e inversamente ao tempo de bombeamento ( $t$ ). Sendo assim, no início do bombeamento, normalmente, os valores de  $u$  são altos e decrescem com o tempo, principalmente para grandes distâncias. Existe, por parte dos usuários, uma tendência geral de forçar o ajuste da reta para englobar o maior número de pontos possíveis, mesmo aqueles que ainda não obedecem à função linear de Cooper-Jacob. Este procedimento provoca uma variação na inclinação da reta, conduzindo a inconsistências nos valores de  $T$  e  $S$  calculados. Torna-se conveniente, então, uma verificação dos valores de  $u$ , antes do ajuste da reta, para assegurar a confiabilidade dos valores calculados. Se houver dúvidas quanto à aplicação desta metodologia ou dos resultados obtidos através dela, é aconselhável a utilização do método de Theis, para garantir a determinação dos parâmetros hidrodinâmicos corretamente.

**Aquífero Confinado Drenante - Método de Walton**

A solução da equação do fluxo subterrâneo bidimensional para as condições de aquífero confinado drenante em regime transitório é dada pela seguinte expressão:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{1}{u} e^{(-u+r^2/4B^2u)} du \tag{6.4.43}$$

Walton (1962) desenvolveu uma solução para esta equação, seguindo a mesma linha de raciocínio de Theis, onde a integral da equação (6.4.43) é dada pela função **W(u, r/B)**.

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W\left(u, \frac{r}{B}\right) \tag{6.4.44}$$

sendo:

$$u = \frac{r^2 S}{4 T t} \quad (\text{Equação 6.4.33})$$

sendo **s** o rebaixamento a uma distância **r** do poço bombeado [**L**], **Q** a vazão de bombeamento [ $L^3T^{-1}$ ], **T** a transmissividade [ $L^2T^{-1}$ ], **W(u, r/B)** a função de poço para aquífero confinado drenante, **S** o coeficiente de armazenamento (adimensional), **t** o tempo de bombeamento [**T**] e **B** o fator de drenança [**L**].

Isolando-se o valor da transmissividade na expressão (6.4.44), tem-se a expressão que a determina:

$$T = \frac{Q}{4\pi s} W\left(u, \frac{r}{B}\right) \tag{6.4.45}$$

**Hipóteses Adicionais ao Modelo Conceitual**

- aquífero confinado drenante;
- regime transitório;
- a recarga estabelece-se a partir de outros aquíferos, situados acima ou abaixo (um ou outro, porém não simultaneamente), de tal modo que, em condições de equilíbrio, ambos os aquíferos tenham a mesma carga hidráulica, como ilustrado na figura 6.4.24;
- o aquífero que recarrega mantém um nível praticamente constante, ou seja, o seu rebaixamento deve ser inferior a 5% da espessura da camada semipermeável, de tal modo que a drenança ocorra de forma proporcional ao rebaixamento do nível piezométrico (figura 6.4.24);
- a recarga também deve ser proporcional à condutividade hidráulica específica do aquífero ( $K'/b'$ ) e à diferença de nível dos aquíferos;
- a recarga deve ser suficientemente pequena para supor que as linhas de corrente, praticamente verticais no aquífero, se encurvem bruscamente, até assumirem a horizontalidade ao entrarem no aquífero. Isto equivale a dizer que a recarga não

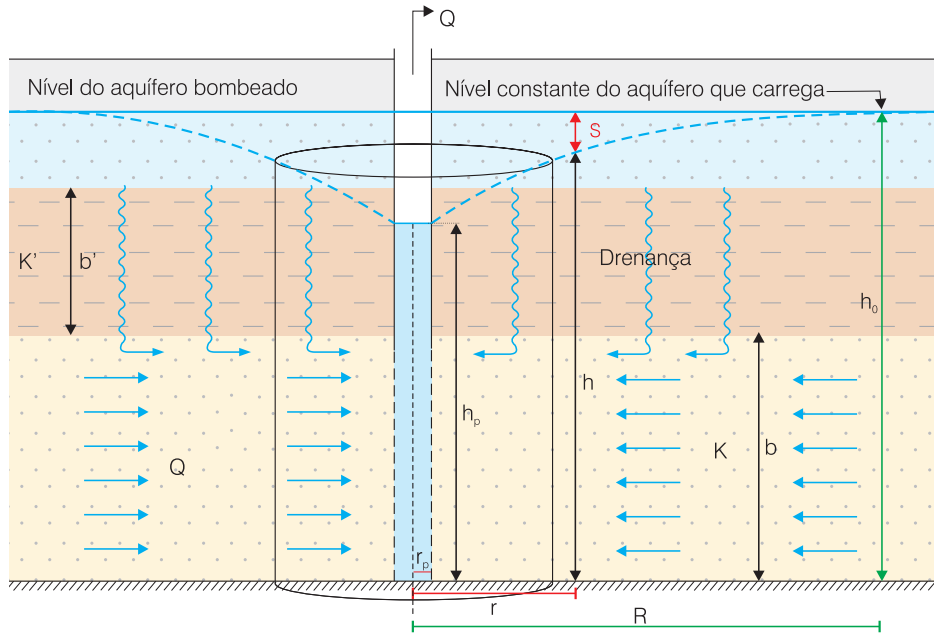


Figura 6.4.24 - Fluxo para um poço em aquífero confinado drenante (adaptado de Custodio & Llamas, 1983).

perturba o regime de fluxo radial e horizontal para o poço, ou seja, que  $K \gg K'$  ou que  $B > 3b$  (figura 6.4.24);

- não seja retirada água da camada confinante semipermeável; e
- que as seguintes relações sejam verdadeiras:

$$\frac{r_p}{B} < 0,1 \text{ e } t > \frac{30 r_p^2 S}{T} \left( 1 - \left( \frac{10 r_p}{B} \right)^2 \right)$$

onde  $r_p$  é o raio do poço [L].

### Metodologia de Aplicação

- Realização de um teste de aquífero com acompanhamento de, pelo menos, um poço de observação.
- Construção de uma família de curvas-padrão, plotando-se  $\log W(u,r/B)$  versus  $\log 1/u$  para diferentes valores de  $r/B$ , a partir dos dados de tabelas apresentadas em livros textos e reproduzidas no anexo 6.4.4.
- Construção das curvas de campo  $\log s$  versus  $\log t$  (caso seja apenas um poço de observação) ou  $\log s$  versus  $\log t/r^2$  (caso seja mais de um poço).
- Superposição da(s) curva(s) de campo sobre a curva padrão, até a obtenção do melhor ajuste, e escolha de um ponto qualquer, denominado ponto de superposição, como mostrado na figura 6.4.25.
- Registro dos valores de  $W(u,r/B)$  e  $1/u$ , na curva teórica, e dos valores de  $s$  e  $t$  ou  $t/r^2$ , na curva de campo, correspondentes ao ponto escolhido, tal como ilustrado na figura 6.4.25.
- Registro do valor de  $r/B$ , correspondente à curva teórica que ajustou os dados de campo (figura 6.4.25).

vii) Cálculo da transmissividade (T) e do coeficiente de armazenamento (S) com auxílio das equações (6.4.45) e (6.4.33), respectivamente. Cálculo do fator de drenança (B) a partir do valor de  $r/B$ .

viii) Cálculo da resistência hidráulica (c) e da condutividade hidráulica (K') da camada semipermeável, através das equações (6.4.14) e (6.4.15), conforme já apresentado anteriormente.

### Aquífero Confinado Drenante - Método de Hantush (Ponto de Inflexão)

Hantush (1956), desenvolveu métodos de análise, baseados na equação (6.4.43), em função do ponto de inflexão que existe na representação gráfica, em papel monolog, do rebaixamento versus tempo, conforme mostrado na figura 6.4.26. Ele verificou que esta curva apresenta as seguintes propriedades:

- A inclinação  $m$ , em qualquer ponto da curva, é dada por:

$$m = \frac{2,3 Q}{4\pi T} e^{\left( -u - \frac{r^2}{4B^2u} \right)} \quad (6.4.46)$$

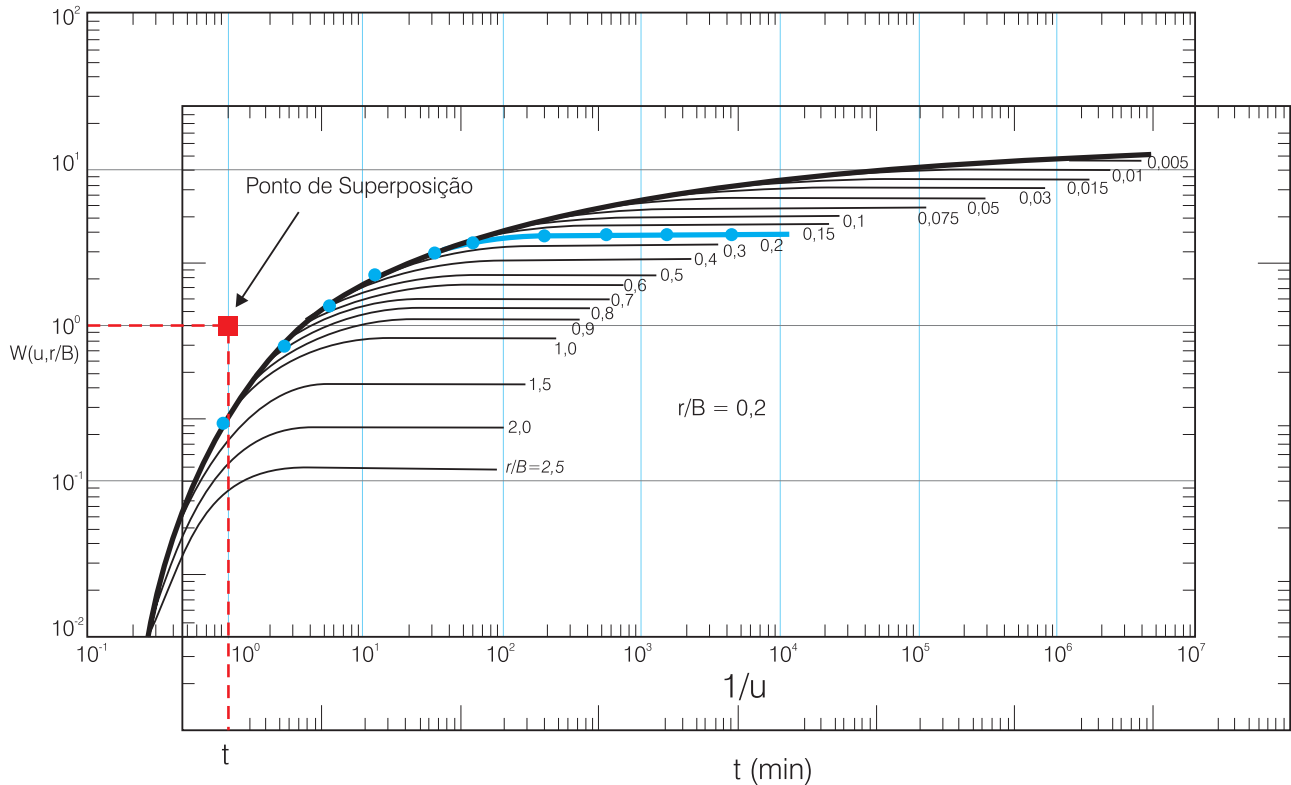
- A curva tem um ponto de inflexão, no qual a seguinte relação é verdadeira:

$$u_i = \frac{r^2 S}{4Tt_i} = \frac{r}{2B} \quad (6.4.47)$$

- A inclinação do ponto de inflexão é dada por:

$$m_i = \frac{2,3 Q}{4\pi T} e^{-\frac{r}{B}} \quad (6.4.48)$$

- O rebaixamento no ponto de inflexão é igual à metade do rebaixamento máximo:



**Figura 6.4.25** - Método gráfico para a determinação da transmissividade (T) e do coeficiente de armazenamento (S) através do método de Walton.

$$s_i = \frac{1}{2} s_{\max} = \frac{Q}{4\pi T} K_0(r/B) \quad (6.4.49)$$

sendo  $K_0$  a função modificada de Bessel de segunda espécie e ordem zero.

- No ponto de inflexão, a relação entre o rebaixamento e a inclinação da curva é dada por:

$$2,3 \frac{s_i}{m_i} = e^{r/B} K_0(r/B) = f(r/B) \quad (6.4.50)$$

entretanto, se:

$$\frac{r}{b} \leq 0,01 \rightarrow (2,3 \frac{s_i}{m_i}) > 4,77$$

a equação 6.4.50 passa a ser:

$$\log\left(\frac{2B}{r}\right) = 0,251 + \frac{s_i}{m_i} \quad (6.4.51)$$

Existem três variações para interpretações de testes de aquífero utilizando a metodologia de Hantush baseada nestas equações, acima mostradas. Aqui, neste texto, serão apresentadas, apenas, as duas primeiras. Os leitores mais interessados podem encontrar detalhes sobre a terceira forma de interpretação na bibliografia especializada, referenciada ao final deste capítulo.

### Método de Hantush - Variação 1

#### Hipóteses Adicionais ao Modelo Conceitual

- além das de Walton, o rebaixamento máximo (regime permanente) deve ser passível de extrapolação.

#### Metodologia de Aplicação

- Realização de um teste de aquífero com acompanhamento de, pelo menos, um poço de observação.
- Construção da curva **s versus log t** e determinação de  $s_m$  (rebaixamento máximo), através de extrapolação, conforme ilustrado na figura 6.4.26
- Cálculo de  $s_i = 1/2 s_m$  com determinação do ponto de inflexão, e, conseqüentemente, do tempo  $t_i$  correspondente a este ponto (figura 6.4.26).
- Determinação gráfica da inclinação  $m_i$  no ponto de inflexão. Esta avaliação é feita na parte linear da curva ou na tangente ao ponto de inflexão (figura 6.4.26), sendo:

$$m_i = \frac{\Delta s_i}{\Delta \log t_i} \quad (6.4.52)$$

Para um ciclo logarítmico  $\Delta \log t_i = 1$ , e a expressão (6.4.52) fica reduzida a:

$$m_i = \Delta s_i \quad (6.4.53)$$

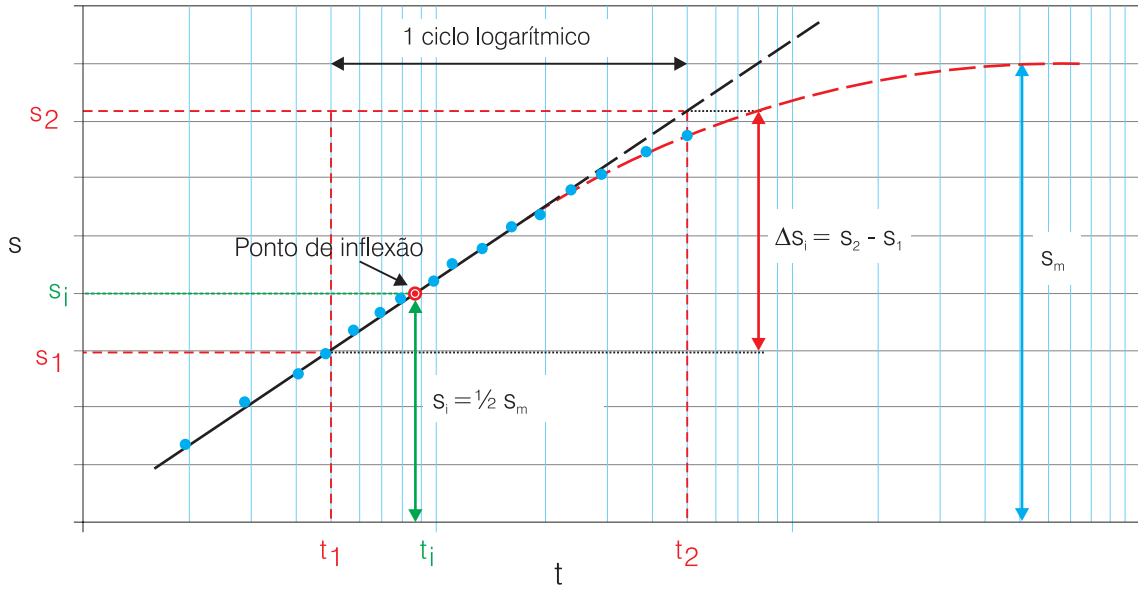


Figura 6.4.26 - Metodologia de Hantush (variação 1).

- v) Determinação de  $f(r/B)$ , através da equação (6.4.50) e a partir da função  $(e^x K_0(x))$  apresentada no anexo 6.4.1.
- vi) Avaliação de  $r/B$  e  $B$ , caso  $2,3(s_i/m_i) > 4,77$ , aplica-se a equação (6.4.51).
- vii) Determinação da transmissividade ( $T$ ) a partir da equação (6.4.48), usando-se a tabela do anexo 6.4.1 para o cálculo do valor de  $e^{r/B}$  (função  $e^x$ ), e cálculo do coeficiente de armazenamento ( $S$ ), a partir da equação (6.4.47).
- viii) Determinação de  $c$ ,  $K'/b'$  e  $K'$  através das equações (6.4.14) e (6.4.15) como explicitado anteriormente.

**Método de Hantush - Variação 2**

Aplicando logaritmo e tirando-se o valor de  $r$  na expressão (6.4.48):

$$\ln m_i = \ln \frac{2,30Q}{4\pi T} - \frac{r}{B}$$

$$2,3 \log m_i = 2,3 \log \frac{2,3 Q}{4\pi T} - \frac{r}{B}$$

$$r = 2,3B \left( \log \frac{2,3Q}{4\pi T} - \log m_i \right) \tag{6.4.54}$$

A expressão acima é a equação de uma reta da forma  $x = a(\log b - \log y)$ , onde  $a$  é o coeficiente angular da reta, que é igual, na expressão, a  $2,3B$ , dado na figura 6.4.27 pela  $\text{tg } \alpha$ .

$$\text{tg } \alpha = \frac{\Delta r}{\Delta \log m_i}$$

Desta forma, como  $a = \text{tg } \alpha = 2,3 B$ , a expressão para determinação de  $B$  será dada por:

$$B = \Delta r / 2,3 \log \frac{m_2}{m_1} \tag{6.4.55}$$

Para um ciclo logarítmico, o  $\log (m_2/m_1) = 1$  e a equação (6.4.55) fica reduzida a:

$$B = \frac{1}{2,3} \Delta r \tag{6.4.56}$$

Na equação (6.4.54), o ponto  $r = 0$  corresponderá a  $(m_i)_0$ , logo:

$$0 = 2,3 B \left( \log \frac{2,3Q}{4\pi T} - \log (m_i)_0 \right)$$

$$2,3 B \neq 0 \rightarrow \left( \log \frac{2,3Q}{4\pi T} - \log (m_i)_0 \right) = 0, \text{ assim:}$$

$$\log \frac{2,3Q}{4\pi T (m_i)_0} = 0 \Rightarrow \frac{2,3Q}{4\pi T (m_i)_0} = 1$$

Tirando o valor da transmissividade:

$$T = \frac{2,3Q}{4\pi (m_i)_0} \tag{6.4.57}$$

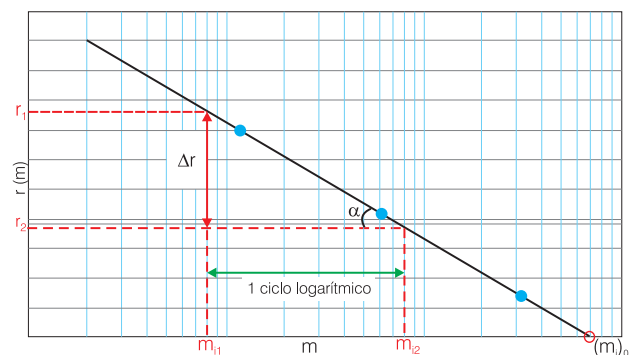


Figura 6.4.27 - Metodologia de Hantush (variação 2).

**Hipóteses Adicionais ao Modelo Conceitual**

- as mesmas especificadas para Walton; e
- devem existir dados de, pelo menos 2, poços de observação, podendo-se extrapolar o rebaixamento máximo para cada um deles.

**Metodologia de Aplicação**

- Realização de um teste de aquífero com acompanhamento de, no mínimo, dois poços de observação.
- Construção das curvas **s versus log t** para todos os poços de observação e cálculo da inclinação **m<sub>i</sub>**, para cada curva, como mostrado na figura (6.4.26).
- Construção da curva **r versus log m<sub>i</sub>** e ajuste de uma reta aos pontos plotados, conforme mostrado na figura 6.4.27.
- Determinação da inclinação da reta para um ciclo logarítmico (figura 6.4.27), quando possível, e cálculo de **B** através das expressões (6.4.55) ou (6.4.56).
- Determinação de **(m<sub>i</sub>)<sub>0</sub>**, prolongando-se a reta até a interseção da abcissa, onde **r = 0** (figura 6.4.27), e cálculo da transmissividade (T) através da expressão (6.4.57).
- Cálculo de **s<sub>i</sub>** para cada poço de observação, utilizando-se a expressão (6.4.49) e a tabela do anexo 6.4.1 (função **K<sub>0</sub>(r/B)**), e avaliação de **t<sub>i</sub>** na curva **s versus log t**, para cada **s<sub>i</sub>** correspondente (figura 6.4.26).
- Determinação do coeficiente de armazenamento (S) através da expressão (6.4.47).
- Determinação de **c**, **K'/b'** e **K'**, conforme já explicitado na variação 1.

**Exemplo 6.4.6** - Para a exemplificação dos métodos de análise de aquíferos confinados drenantes em regime transitório (métodos de Walton e Hantush - variações 1 e 2), serão utilizados os dados de um teste de aquífero realizado em 18 de maio de 1961, na localidade de Dalem (Holanda), 1.500 metros ao norte do rio Waal, pelos técnicos do *Institute for Land and Water Management Research Wagenigen* (in Kruseman & De Rider, 1987). A vazão de bombeamento foi de 31,7 m³/h, mantida constante durante todo o bombeamento, e foram realizadas observações sistemáticas em quatro poços de observação, cujos dados são apresentados na tabela 6.4.2.

**Solução - Método de Walton**

Para a exemplificação do método de Walton, foram utilizados os dados do piezômetro 3, que apresenta uma distância de 90 metros ao poço bombeado. Foi construída a curva de campo **log s versus log t**, a qual foi superposta sobre a curva teórica **W(u, r/B) versus 1/u**, conforme ilustrado na figura 6.4.28. Com as curvas superpostas, foi escolhido um ponto de superposição e feito o registro dos valores de **W(u, r/B) = 1**, e **1/u = 100**, na curva teórica, e **s = 0,035 m** e **t = 0,22 dias**, na curva de campo (figura 6.4.28). A transmissividade é dada pela expressão (6.4.45):

Pz-1 r = 30 m		Pz-2 r = 60 m		Pz-3 r = 90 m		Pz-4 r = 120 m	
Tempo (Dias)	s (m)	Tempo (Dias)	s (m)	Tempo (Dias)	s (m)	Tempo (Dias)	s (m)
0,0153	0,138	0,0188	0,081	0,0243	0,069	0,0250	0,057
0,0181	0,141	0,0236	0,089	0,0306	0,077	0,0313	0,063
0,0229	0,150	0,0299	0,094	0,0375	0,083	0,0382	0,068
0,0292	0,156	0,0368	0,101	0,0468	0,091	0,0500	0,075
0,0361	0,163	0,0472	0,109	0,0674	0,100	0,0681	0,086
0,0458	0,171	0,0667	0,120	0,0896	0,109	0,0903	0,092
0,0660	0,180	0,0882	0,127	0,125	0,120	0,125	0,105
0,0868	0,190	0,125	0,137	0,167	0,129	0,167	0,113
0,125	0,201	0,167	0,148	0,208	0,136	0,208	0,122
0,167	0,210	0,208	0,155	0,250	0,141	0,250	0,125
0,208	0,217	0,250	0,158	0,292	0,142	0,292	0,127
0,250	0,220	0,292	0,160	0,333	0,143	0,333	0,129
0,292	0,224	0,333	0,164	*	0,147	*	0,132
0,333	0,228	*	0,170				
*	0,240						

Tabela 6.4.2 - Dados do teste de aquífero.

$$T = \frac{0,0088055 \text{ m}^3 / \text{s}}{4 \cdot 3,14159265 \cdot 0,035 \text{ m}} \cdot 1 = 0,02 \text{ m}^2 / \text{s}$$

O coeficiente de armazenamento é dado pela expressão (6.4.33). Assim, como:

$$1/u = 100 \Rightarrow u = 0,01$$

Transformando o tempo para segundos:

$$S = \frac{4 \cdot 0,02 \text{ m}^2 / \text{s} \cdot 19.008 \text{ s} \cdot 0,01}{(90 \text{ m})^2} = \frac{15,2064}{8100} = 0,001877$$

A curva que ajustou os valores de campo foi r/B = 0,10 (figura 6.4.28), logo:

$$B = \frac{r}{0,10} = \frac{90 \text{ m}}{0,10} = 900 \text{ metros}$$

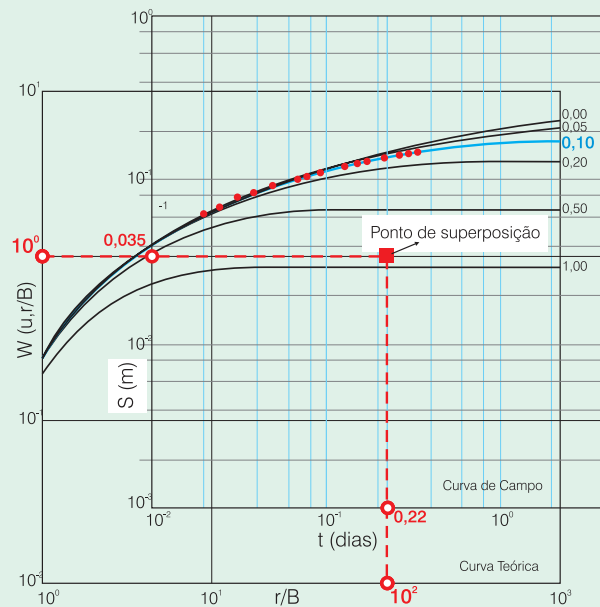


Figura 6.4.28 - Exemplo de aplicação do método de Walton (adaptado de Kruseman & De Rider, 1987).



Em seguida, determina-se a resistência e a condutividade hidráulica da camada semipermeável pelas expressões (6.4.15), (6.4.14), sabendo-se que  $b = 23$  metros.

$$c = \frac{B^2}{T} = \frac{(900 \text{ m})^2}{0,02 \text{ m}^2/\text{s}} = 40.500.000 \text{ s} = 468,45 \text{ dias}$$

$$c = \frac{1}{\frac{K'}{b'}} \Rightarrow \frac{K'}{b'} = \frac{1}{c} = \frac{1}{40500000 \text{ s}} = 2,4691 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$$

$$K' = 23 \text{ m} \cdot 2,469 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1} = 5,679 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$$

**Solução - Método de Hantush (Variação 1)**

Foram utilizados os mesmos dados (Pz-3) para efeito de comparação. Inicialmente, foi construída a curva de campo  $s$  versus  $\log t$  e extrapolado, na curva, o rebaixamento máximo  $s_m = 0,147$  m, ou seja, o rebaixamento para o regime permanente, como ilustrado na figura 6.4.29. A partir da expressão (6.4.53), é determinado o rebaixamento do ponto de inflexão, marcado este ponto e, conseqüentemente, determinado, na abscissa, o valor do tempo ( $t_i$ ) correspondente, tal como mostrado na figura 6.4.29.

$$s_i = \frac{1}{2} s_{\max} = \frac{1}{2} 0,147 \text{ m} = 0,0735 \text{ m}$$

Logo:

$$t_i = 0,028 \text{ dias}$$

Em seguida, foi calculada a inclinação da tangente ao ponto de inflexão, dada pela variação de rebaixamento para um ciclo logarítmico (figura 6.4.29).

$$m_1 = \Delta s_i = s_2 - s_1 = 0,136 \text{ m} - 0,064 \text{ m} = 0,072 \text{ m}$$

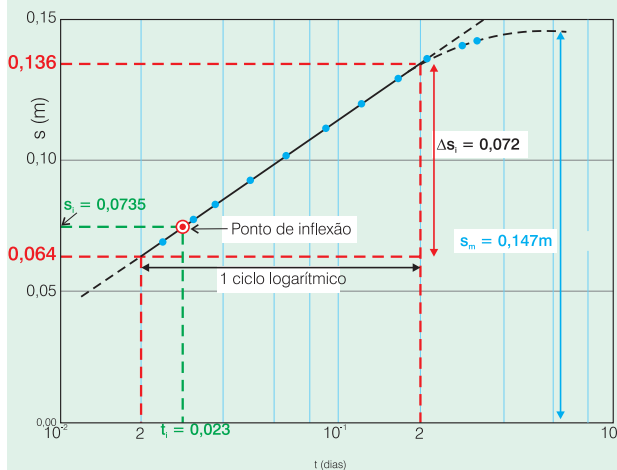
Através da equação (6.4.50), determina-se um valor para  $f(r/B)$ :

$$f(r/B) = e^{\frac{r}{B}} K_0(r/B) = 2,3 \frac{s_i}{m_1} = 2,3 \frac{0,0735 \text{ m}}{0,072 \text{ m}} = 2,35$$

Pela tabela do anexo 6.4.1 (função  $e^x K_0(x)$ ), para  $f(r/B) = 2,35 \Rightarrow r/B = 0,15$ , logo:

$$B = \frac{r}{0,15} = \frac{90 \text{ m}}{0,15} = 600 \text{ metros}$$

Determina-se a transmissividade pela equação (6.4.48):



**Figura 6.4.29** - Exemplo de aplicação do método de Hantush - Variação 1, utilizando-se os dados do piezômetro 3 (adaptado de Kruseman & De Rider, 1987).

$$T = \frac{2,3 Q}{4\pi m_1} e^{-\frac{r}{B}} = \frac{2,3 \cdot 0,0088 \text{ m}^3/\text{s}}{4 \cdot 3,14159265 \cdot 0,072 \text{ m}} e^{-0,15} = 0,0192 \text{ m}^2/\text{s}$$

(Obs:  $e^{-0,15} = \text{INV LN}(-0,15) \Rightarrow e^{-0,15} = 0,86$ )

O coeficiente de armazenamento (S) pode ser calculado pela equação (6.4.47). Transformando o tempo  $t_i$  para segundos e utilizando o valor da transmissividade acima tem-se:

$$S = \frac{4Tt_i}{2rB} = \frac{4 \cdot 0,0192 \text{ m}^2/\text{s} \cdot 2.419,2 \text{ s}}{2 \cdot 90 \text{ m} \cdot 600 \text{ m}} = 0,00172$$

Em seguida, determina-se a resistência e a condutividade hidráulica da camada semipermeável pelas expressões (6.4.15), (6.4.14)

$$c = \frac{B^2}{T} = \frac{(600 \text{ m})^2}{0,0192 \text{ m}^2/\text{s}} = 18.750.000 \text{ s} = 217,01 \text{ dias}$$

Sabendo-se que  $b = 23$  metros.

$$c = \frac{1}{\frac{K'}{b'}} \Rightarrow \frac{K'}{b'} = \frac{1}{c} = \frac{1}{18.750.000 \text{ s}} = 5,3333 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1}$$

$$K' = 23 \text{ m} \cdot 5,3333 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1} = 1,2267 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

**Solução - Método de Hantush (Variação 2)**

Foram utilizados os dados de todos os piezômetros ( $P_{z-1}, P_{z-2}, P_{z-3}$  e  $P_{z-4}$ ). Inicialmente, foram construídas as curvas  $s$  versus  $\log t$  para todos os piezômetros, sendo avaliada, para cada um deles, a inclinação da reta que ajusta os pontos (da mesma forma como exemplificado anteriormente para Hantush - Variação 1), conforme ilustrado na figura 6.4.30a.

Os valores correspondentes às determinações das inclinações das retas, acima mencionadas, estão resumidos abaixo:

- $r_1 = 30 \text{ m} \Rightarrow m_{11} = 0,072 \text{ m}$
- $r_2 = 60 \text{ m} \Rightarrow m_{12} = 0,069 \text{ m}$
- $r_3 = 90 \text{ m} \Rightarrow m_{13} = 0,070 \text{ m}$
- $r_4 = 120 \text{ m} \Rightarrow m_{14} = 0,066 \text{ m}$

Em seguida, foi construída a curva  $r$  versus  $\log m_1$  com os valores acima especificados. Foi ajustada uma reta aos pontos plotados, tal como ilustrado na figura 6.4.30b, e calculada a inclinação ( $m$ ) desta reta, dada pela  $\text{tg } \alpha$ .

$$\text{tg } \alpha = m = \frac{\Delta r}{\Delta \log m_1} = \frac{120 \text{ m}}{\log\left(\frac{0,074 \text{ m}}{0,065953 \text{ m}}\right)} = 2.400 \text{ m}$$

Pela equação (6.4.55):

$$B = \frac{1}{2,3} m_1 = \frac{2.400 \text{ m}}{2,3} = 1.043,48 \text{ m}$$

No gráfico  $r$  versus  $\log m_1$ , o prolongamento da reta até a mesma interceptar o eixo das abscissas determina o valor de  $(m_1)_0 = 0,074$  metros, tal como mostrado na figura 6.4.30b.

A transmissividade (T) é dada pela expressão (6.4.57):

$$T = \frac{2,3 Q}{4\pi (m_1)_0} = \frac{2,3 \cdot 0,0088 \text{ m}^3/\text{s}}{4 \cdot 3,14159265 \cdot 0,074 \text{ m}} = 0,0217 \text{ m}^2/\text{s}$$

Utilizando a expressão (6.4.49):

$$s_i = \frac{0,0088 \text{ m}^3/\text{s}}{4 \cdot 3,14159265 \cdot 0,0217 \text{ m}^2/\text{s}} K_0\left(\frac{r}{B}\right) = 0,03227 \cdot K_0\left(\frac{r}{B}\right)$$

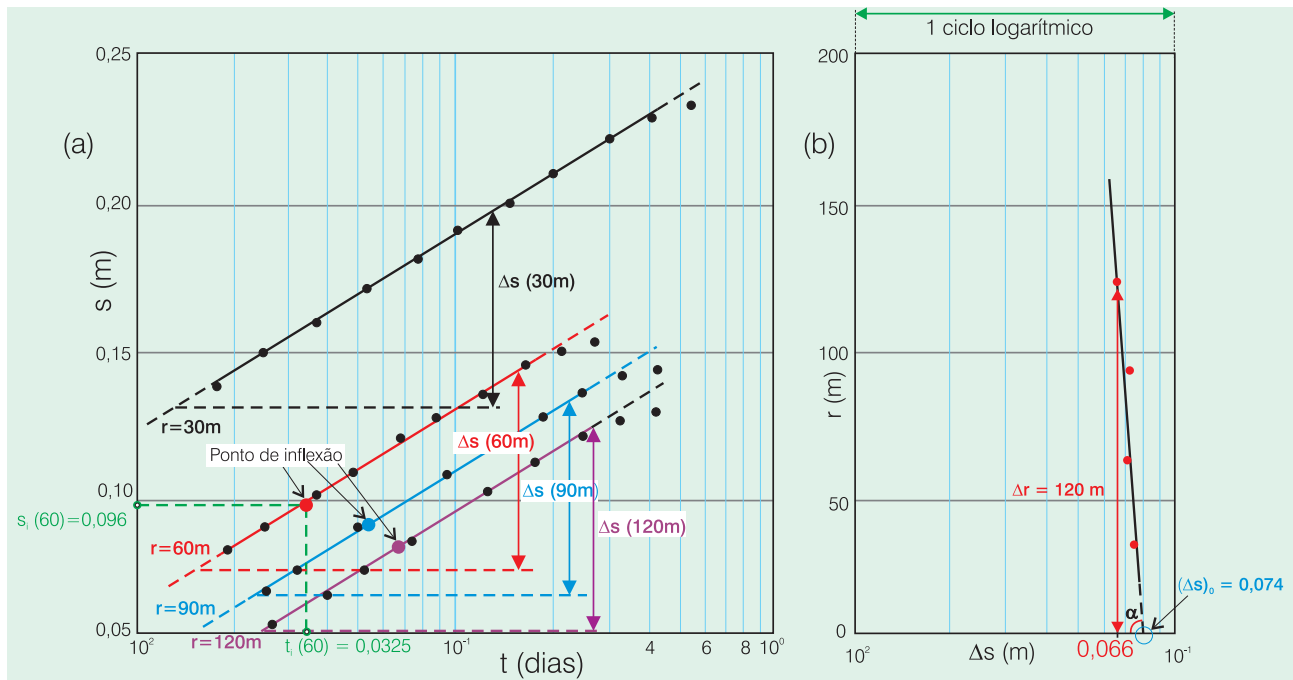


Figura 6.4.30 - Exemplo de aplicação do método de Hantush / Variação 2 (adaptado de Kruseman & De Rider, 1987).

Aplicando a expressão anterior para todos os piezômetros:

r (m)	r/B	$K_0(r/B)$	$s_i$	$t_i$ (s)
30	0,028	3,69	0,119	-
60	0,057	2,98	0,096	2808 (*)
90	0,086	2,81	0,091	-
120	0,115	2,50	0,081	-

(\*) - O valor de  $t_i$  foi avaliado utilizando-se a curva do  $P_{z-2}$  no gráfico da figura 6.4.30a.

Em seguida tira-se o valor do coeficiente de armazenamento (S) na equação (6.4.47):

$$S = \frac{4Tt_i}{2Br} = \frac{4 \cdot 0,0217 \text{ m}^2/\text{s} \cdot 2808 \text{ s}}{2 \cdot 1044 \text{ m} \cdot 60 \text{ m}} = 0,00194$$

Determina-se, então, a resistência e a condutividade hidráulica da camada semipermeável pelas expressões (6.4.15), (6.4.14), sabendo-se que  $b = 23$  metros.

$$c = \frac{B^2}{T} = \frac{(1043,48 \text{ m})^2}{0,0217 \text{ m}^2/\text{s}} = 50.177.442,87 \text{ s} = 580,76 \text{ dias}$$

$$c = \frac{1}{K'_0/b'} \Rightarrow K'_0/b' = \frac{1}{c} = \frac{1}{50177442,87 \text{ s}} = 1,993 \cdot 10^{-8} \cdot \text{s}^{-1}$$

$$K' = 23 \text{ m} \cdot 1,993 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1} = 4,584 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$$

**Resumo**

Parâmetro	Walton	Hantush 1	Hantush 2	Média
T (m <sup>2</sup> /s)	0,02	0,0192	0,0217	0,0203
S	0,00188	0,00172	0,00194	0,00184
B (m)	900	600	1.043,5	847,83
c (dias)	468,45	217,01	580,76	422,07
K' (m/s)	$5,7 \cdot 10^{-7}$	$1,23 \cdot 10^{-6}$	$4,58 \cdot 10^{-7}$	$7,52 \cdot 10^{-7}$

Em geral, é considerada a média como valor representativo dos parâmetros do aquífero no local do teste.

**Aquíferos Livres**

Os aquíferos livres dão origem a problemas de hidráulica subterrânea muito mais complexos que os aquíferos confinados. Esta maior complexidade, agravada no regime transitório, é devida aos seguintes fatores:

- o limite superior do aquífero é constituído pela superfície freática, logo, o domínio de fluxo varia com o tempo, já que existe uma redução de espessura saturada durante o bombeamento de poços;
- esta redução de espessura cria componentes verticais de fluxo, conforme ilustrado na figura 6.4.4, o que provoca perdas de carga adicionais, as quais são refletidas pela existência de uma superfície de gotejamento denominada de superfície de ressurgência ou sudação;
- em função, também, da redução de espessura, a transmissividade torna-se variável não só no tempo, mas, também, no espaço ( $T = KH$ , para  $K = ctc \Rightarrow T \sim H$ );
- o esvaziamento dos poros do terreno não é instantâneo, ocorrendo, geralmente, um efeito de drenagem retardada.

Analicamente, pode-se investigar cada um destes fatores isoladamente, entretanto, não existe ainda uma teoria satisfatória para estudar todos os fenômenos em conjunto. Existem modelos em diferenças finitas e em elementos finitos que conseguem soluções bastante aproximadas do problema, levando em consideração os aspectos citados. Nos aquíferos livres, a água retirada do armazenamento é liberada mediante três fenômenos:

- compactação do aquífero;
- expansão da água; e
- drenagem gravitacional dos poços.

Em função disto, o parâmetro que representa o armazenamento, denominado de coeficiente de armazenamento efetivo ( $S_{ef}$ ), é dado pela composição entre o coeficiente de armazenamento ( $S$ ), igual ao dos aquíferos confinados, que representa a água liberada instantaneamente em função da compactação do aquífero e expansão da água, e a porosidade efetiva ( $\eta_e$ ), que representa a água drenada pelos poros. A parcela correspondente aos mecanismos de expansão da água e compactação do aquífero é muito pequena, podendo, na prática, ser considerada como desprezível. Sendo assim, o coeficiente de armazenamento efetivo dos aquíferos livres ( $S_{ef}$ ) **confunde-se com a própria porosidade efetiva** ( $\eta_e$ ), com valores 100 a 1.000 vezes maiores que nos aquíferos confinados.

Em princípio, um aquífero livre pode assemelhar-se a um aquífero confinado, desde que a superfície livre da água se mantenha aproximadamente horizontal, ou seja, que o rebaixamento produzido seja pequeno em relação à espessura saturada.

### Correção de Dupuit /Jacob

As metodologias de Theis e Cooper-Jacob, apresentadas e discutidas anteriormente, podem ser aplicadas para a determinação das características hidrodinâmicas de aquíferos livres em regime transiente, desde que o rebaixamento produzido pelo bombeamento seja pequeno ( $s < 25\%$ ) em relação à espessura saturada. Entretanto, com a finalidade de anular o efeito das perdas adicionais que ocorrem no aquífero devido às componentes verticais de fluxo, é necessário aplicar aos rebaixamentos medidos uma correção proposta por Dupuit-Jacob (*in Custodio & Llamas, 1983*), apresentada a seguir. O termo  $(H_0^2 - H_p^2)$  da expressão (6.4.20) pode ser escrito em função do rebaixamento ( $s$ ) da seguinte forma:

$$\begin{aligned}(H_0^2 - H_p^2) &= (H_0 - H_p)(H_0 + H_p) \\(H_0^2 - H_p^2) &= (H_0 - H_p)[(H_0 + H_p + H_0 - H_0)] \\(H_0^2 - H_p^2) &= (H_0 - H_p)[2H_0 - (H_0 - H_p)] \\(H_0^2 - H_p^2) &= s(2H_0 - s) = 2H_0s - s^2\end{aligned}$$

Dividindo por  $2H_0$ , tem-se a equação do rebaixamento corrigido ( $s_c$ ) proposta por Dupuit-Jacob:

$$\frac{H_0^2 - H_p^2}{2H_0} = s_c = s - \frac{s^2}{2H_0} \quad (6.4.58)$$

sendo  $s_c$  o rebaixamento corrigido [L],  $s$  o rebaixamento medido [L] e  $H_0$  a espessura saturada inicial [L].

A fórmula para correção dos rebaixamentos, proposta por Dupuit-Jacob, é totalmente válida para o regime permanente. Para o regime transiente ela pode ser aplicada, porém, nesse caso, o valor da transmissividade afeta também a função de  $u$ , de modo que a correção é parcial e apenas admissível para valores de  $s/H_0$  menores que 0,25. Para valores de  $s/H_0$  menores que 0,02 não é preciso nenhuma correção.

### Hipóteses Adicionais ao Modelo Conceitual

- aquífero livre em regime transitório; e
- $s/H_0 < 0,25$ .

### Metodologia de Aplicação

- Realização de um teste de aquífero com observação da evolução dos rebaixamentos em, pelo menos, um poço de observação.
- Correção dos rebaixamentos medidos ( $s$ ), utilizando a expressão (6.4.58).
- Determinação dos parâmetros hidrodinâmicos do aquífero ( $T$ ,  $S$  e  $K$ ) a partir das metodologias de Theis e/ou Cooper-Jacob, apresentadas anteriormente.

### Drenagem Retardada - Método de Boulton/Prickett

Em aquíferos livres, a drenagem gravitacional dos poros é a responsável pela maior parte do aporte de água para o poço durante um bombeamento. Entretanto, ela não é instantânea, pelo contrário, ocorre de forma lenta, principalmente nos aquíferos estratificados e de granulometria fina. Uma das hipóteses do modelo conceitual para a dedução da fórmula de Theis é que, sendo o coeficiente de armazenamento ( $S$ ) constante, a água é liberada instantânea e simultaneamente à variação do nível potenciométrico. Como nos aquíferos livres esta condição não é satisfeita, a utilização do método de Theis para a interpretação de testes de aquíferos, pode acarretar erros significativos se não forem tomadas as devidas precauções. Em aquíferos livres na presença de drenagem retardada, as curvas de rebaixamento versus tempo mostram claramente três trechos bem definidos, conforme ilustrado na figura 6.4.31.

**1º Trecho** - o aquífero reage como se fosse confinado. Os pontos ajustam-se à curva de Theis, com o valor do coeficiente de armazenamento correspondendo às variações de compressibilidade da água e da elasticidade do aquífero. Este primeiro trecho dura apenas alguns minutos, às vezes menos. Teoricamente, é possível calcular a transmissividade e o coeficiente de armazenamento pelo método de Theis, ressalvando, entretanto, que este coeficiente de armazenamento calculado não corresponde à porosidade efetiva e, portanto, não pode ser

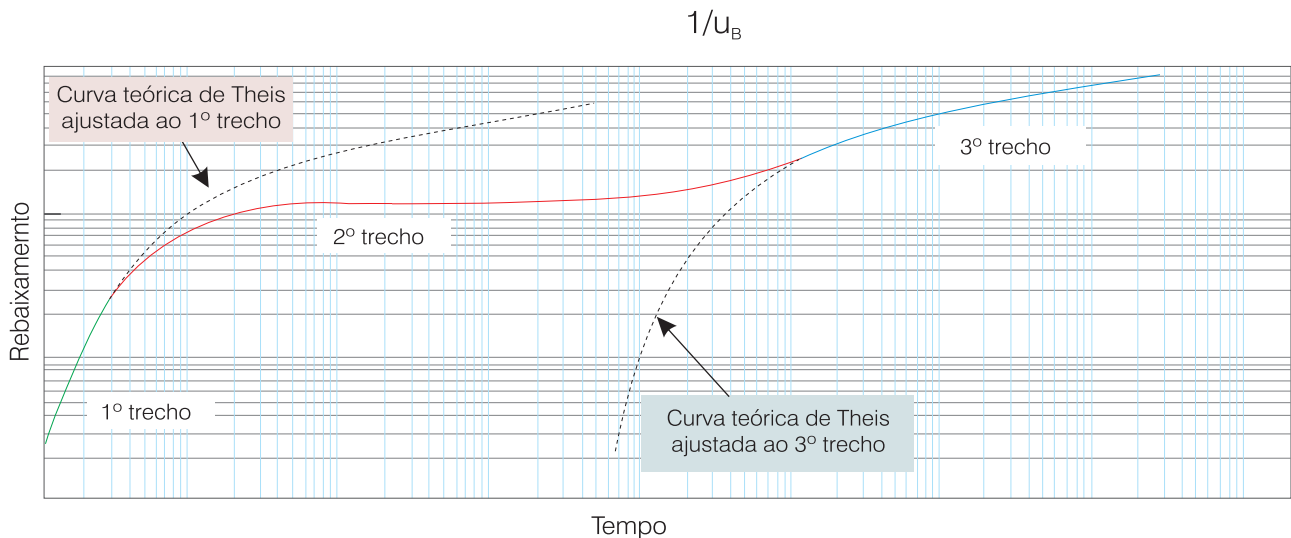


Figura 6.4.31 - Curva  $s$  versus  $t$  para aquífero livre com drenagem retardada.

utilizado para previsões futuras de rebaixamento. Na prática, a determinação destes parâmetros é muito difícil, porque os primeiros pontos da curva geralmente não apresentam uma boa precisão, devido a instabilidades na vazão de bombeamento. Por outro lado, nos instantes iniciais, os poços de observação ou não reagiram ao bombeamento ou a magnitude do rebaixamento produzido não permite um registro preciso com os equipamentos usualmente utilizados.

**2º Trecho** - o aporte retardado gravitacional começa a aparecer, causando uma diminuição da taxa de rebaixamento, de maneira similar ao que ocorre na presença de uma recarga. Este trecho não se ajusta à curva de Theis. O efeito aparente é que existe um aumento do coeficiente de armazenamento com o tempo.

**3º Trecho** - o rebaixamento torna a evoluir de acordo com a curva de Theis. Neste trecho ocorre um equilíbrio entre a drenagem gravitacional e a taxa de rebaixamento. Este segmento pode ter início desde alguns minutos até alguns dias após iniciado o bombeamento, em função da litologia e estratificação do aquífero. O parâmetro que representa o armazenamento é o coeficiente de armazenamento efetivo, como definido anteriormente.

Boulton (1951), definiu que a drenagem retardada ocorre segundo uma fórmula exponencial, ficando a equação diferencial que governa o fluxo para o poço da seguinte forma:

$$\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial s}{\partial t} + \frac{\alpha \eta_e}{T} \int_0^t \frac{\partial s}{\partial t} e^{-\alpha(t-\tau)} d\tau$$

sendo  $\alpha$  uma constante empírica ( $t^{-1}$ ) e  $\tau$  um incremento de tempo ( $\tau < t$ ).

A solução da complicada equação de Boulton (*op. cit.*), no caso de  $\eta_e > 100 S$  foi proposta por Prickett, como se segue:

Para tempos curtos de bombeamento (1º trecho da curva de rebaixamento):

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W\left(u, \frac{r}{D}\right) \quad (6.4.59)$$

sendo  $u = \frac{r^2 S}{4Tt}$  (equação 6.4.33)

Para tempos longos de bombeamento (3º trecho da curva de rebaixamento):

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W\left(u', \frac{r}{D}\right) \quad (6.4.60)$$

sendo:

$$u' = \frac{r^2 \eta_e}{4Tt} \quad (6.4.61)$$

Para tempos intermediários (2º trecho da curva de rebaixamento):

$$s = \frac{Q}{2\pi T} K_0\left(\frac{r}{D}\right) \quad (6.4.62)$$

sendo  $\eta_e$  a porosidade efetiva, que representa o coeficiente de armazenamento para aquíferos livres,  $D$  é o fator de drenagem [L] e  $K_0$  é a função de Bessel de 2º espécie e ordem zero.

O fator de drenagem ( $D$ ) é dado pela seguinte expressão:

$$D = \sqrt{\frac{1}{\alpha} \frac{T}{\eta_e}} \quad (6.4.63)$$

sendo  $1/\alpha$  o índice de retardo de Boulton ( $T$ ).

O índice de retardo de Boulton é uma constante empírica, que, utilizada em combinação com a “curva do índice de retardo de Boulton”, apresentada na figura 6.4.32, determina o tempo ( $t_{wt}$ ) a partir do qual a drenagem retardada cessa de afetar a taxa de rebaixamento.

- Se  $\alpha \rightarrow 0$  (índice de retardo muito elevado), a equação de Boulton passa a ser:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad \text{aqüífero confinado não drenante}$$

- Se  $\alpha \rightarrow \infty$  (índice de retardo muito pequeno), a equação de Boulton passa a ser:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u') \quad \text{aqüífero livre sem drenagem retardada}$$

**Hipóteses Adicionais ao Modelo Conceitual**

- aqüífero livre com efeito de drenagem retardada;
- regime transitório; e
- $\eta_e > 100 S$ .

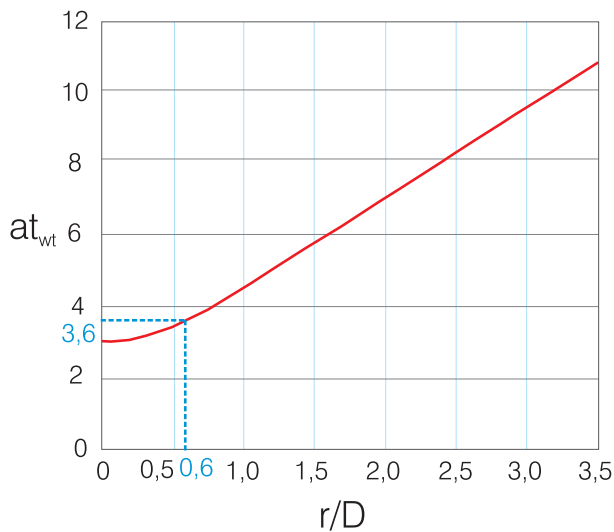


Figura 6.4.32 - Curva do índice de retardo de Boulton (adaptado de Kruseman & De Rider, 1987).

**Metodologia de Aplicação**

- Realização de um teste de aqüífero com acompanhamento de, pelo menos, um poço de observação.
- Construção da família de curvas teóricas de Pricket, plotando-se em papel bilog  $W(u, r/D)$  versus  $1/u$  e  $W(u', r/D)$  versus  $1/u'$ , para uma seqüência prática de valores de  $r/D$  (figura 6.4.33).
- Construção da curva de campo  $\log s$  versus  $\log t$ .
- Superposição da curva de campo sobre o conjunto de curvas padrão tipo A, até a obtenção do melhor ajuste referente aos primeiros pontos da curva de campo. Registro do valor de  $r/D$  da curva padrão utilizada (figura 6.4.34).
- Mantendo a superposição, escolha de um ponto de superposição qualquer (A), e registro dos valores de  $W(u, r/D)$  e  $1/u$ , na curva padrão, e  $s$  e  $t$ , na curva de campo, referentes ao ponto A escolhido (figura 6.4.34).
- Cálculo da transmissividade (T) e do coeficiente de armazenamento (S), através das equações (6.4.59) e (6.4.33 ou 6.4.37), respectivamente.
- Deslocamento da curva de campo sobre a curva padrão, de modo que os pontos correspondentes aos últimos instantes de bombeamento se ajustem sobre uma das curvas tipo B, mantendo o mesmo valor de  $r/D$  anterior (figura 6.4.34).
- Seleção de outro ponto de superposição arbitrário (B) e registro dos valores de  $W(u', r/D)$  e  $1/u'$ , na curva padrão, e  $s$  e  $t$ , na curva de campo, referentes a este ponto (figura 6.4.34).
- Cálculo de um segundo valor de transmissividade  $T'$  e da porosidade efetiva  $\eta_e$ , através das equações (6.4.60) e (6.4.61), respectivamente.
- Comparação dos dois valores de transmissividade calculados  $T$  e  $T'$ :

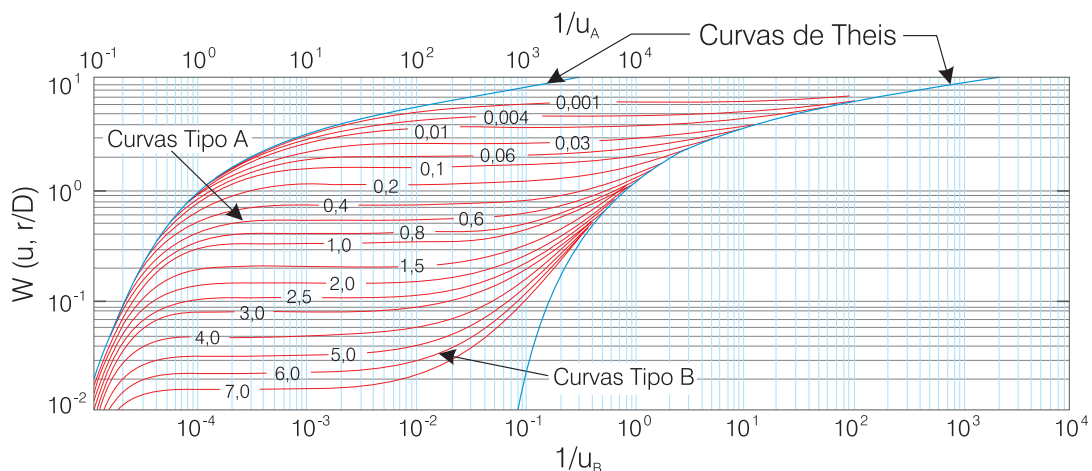


Figura 6.4.33 - Família de curvas-padrão de Boulton-Pricket (adaptado de Fetter, 1994).

$T \approx T' \Rightarrow$  OK!

$T \neq T' \Rightarrow$  o método não foi corretamente aplicado ou o modelo teórico não se aplica ao problema real

- xi) Determinação do fator de drenagem (D), a partir do valor de  $r/D$  da curva utilizada para ajustar os dados de campo.
- xii) Determinação do índice de retardo de Boulton ( $1/\alpha$ ), utilizando a equação (6.4.63).
- xiii) Verificação do valor de  $\alpha t_{wt}$ , utilizando a curva do índice de retardo de Boulton (figura 6.4.32), e determinação de  $t_{wt}$ .

**Exemplo 6.4.7** - Para exemplificação da metodologia de Boulton-Pricket na determinação dos parâmetros hidrodinâmicos de um aquífero livre na presença de drenagem retardada, serão utilizados os dados de um teste realizado num poço captando as aluviões do rio Vennebulten, na localidade homônima, USA. O teste teve uma duração de 1.620 minutos, a vazão de bombeamento foi de 36,36 m<sup>3</sup>/h e o poço observado fica a 90 m.

**Solução**

Inicialmente, foi construída a curva de campo **log s versus log t**, a qual foi superposta sobre a família de curvas padrão de Pricket (figura 6.4.33) seguindo a metodologia apresentada, conforme ilustrado na figura 6.4.34. Os dados conseguidos com este procedimento são apresentados a seguir:

- Curva teórica utilizada –  $r/D = 0,6$ ;
- Ponto de Superposição **A**:  
 $W(u, r/D) = 1$ ;  $1/u = 10$ ;  $s_A = 0,07$  m;  $t_A = 16$  min;
- Ponto de Superposição **B**:  
 $W(u', r/D) = 1$ ;  $1/u' = 1$ ;  $s_B = 0,105$  m;  $t_B = 250$  min

A transmissividade (T) e o coeficiente de armazenamento (S), no trecho inicial da curva de rebaixamento, são calculados a partir das equações (6.4.59) e (6.4.37), respectivamente:

$$T = \frac{Q}{4\pi s} W\left(u, \frac{r}{D}\right) = \frac{0,01010 \text{ m}^3 / \text{s}}{4 \cdot 3,141592 \cdot 0,07 \text{ m}} = 1,15 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$S = \frac{4Tu}{r^2} = \frac{4 \cdot 0,0115 \text{ m}^2 / \text{s} \cdot 960 \text{ s} \cdot 0,1}{(90 \text{ m})^2} = 5,45 \cdot 10^{-4}$$

A transmissividade (T') e a porosidade efetiva ( $\eta_e$ ), no terceiro trecho da curva, são calculados a partir das equações (6.4.60) e (6.4.61), respectivamente:

$$T' = \frac{Q}{4\pi s} W\left(u', \frac{r}{D}\right) = \frac{0,01010 \text{ m}^3 / \text{s}}{4 \cdot 3,141592 \cdot 0,105 \text{ m}} = 7,65 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$\eta_e = \frac{4T'u'}{r^2} = \frac{4 \cdot 0,00765 \text{ m}^2 / \text{s} \cdot 15000 \text{ s} \cdot 1}{(90 \text{ m})^2} = 5,66 \cdot 10^{-2}$$

O fator de drenagem é calculado a partir do valor da curva teórica que ajustou os dados (figura 6.4.34):

$$\frac{r}{D} = 0,6 \Rightarrow D = \frac{r}{0,6} = \frac{90 \text{ m}}{0,6} = 150 \text{ m}$$

O índice de retardo de Boulton ( $1/\alpha$ ) pode ser avaliado a partir da expressão (6.4.63):

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{D^2 \eta_e}{T'} = \frac{(150 \text{ m})^2 \cdot 0,0566}{0,00765 \text{ m}^2 / \text{s}} = 166470,58 \text{ s}$$

$$\frac{1}{\alpha} = 1,93 \text{ dias}$$

$$\alpha = \frac{1}{1,93 \text{ dias}} = 0,52 \text{ dias}^{-1}$$

Na curva do índice de retardo de Boulton (figura 6.4.32):

$$r/D = 0,6 \Rightarrow \alpha t_{wt} = 3,6$$

Logo, o tempo em que a drenagem retardada deixa de afetar a taxa de rebaixamento é:

$$t_{wt} = \frac{3,6}{0,52 \text{ dias}^{-1}} = 6,9 \text{ dias}$$

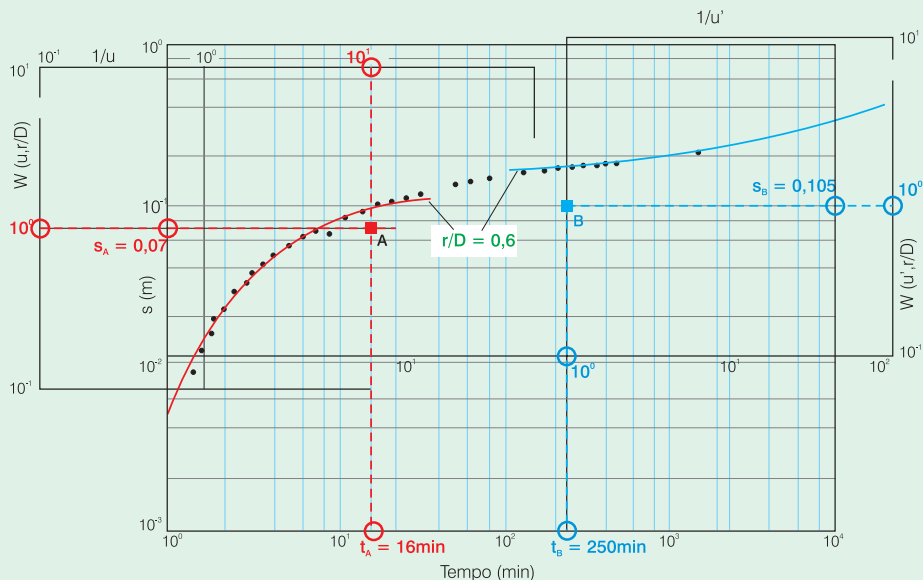


Figura 6.4.34 - Exemplo de aplicação da metodologia de Boulton-Pricket (adaptado de Kruseman & De Rider, 1987).

### 6.4.6 Análise de Fluxo para Poços de Grande Diâmetro

#### Método de Papadopoulos & Cooper

Quando o poço bombeado é de grande diâmetro e construído em um material muito pouco permeável, se os rebaixamentos são pequenos para uma vazão relativamente alta, a maior parte da água bombeada provém do armazenamento no próprio poço, que, neste caso, funciona como uma cisterna. Desta forma, não é possível utilizar os modelos anteriormente apresentados.

Para um poço de raio  $r_p$  o volume liberado do armazenamento no próprio poço, para um rebaixamento  $s_p$ , produzido após um intervalo de tempo  $\Delta t$ , é igual a:

$$Q \Delta t = \pi r_p^2 s_p \quad (6.4.64)$$

A evolução do rebaixamento com o tempo, para vazão constante, é expressa em coordenadas cartesianas lineares, pela reta:

$$s_p = \frac{Q}{\pi r_p^2} t \quad (6.4.65)$$

que têm uma declividade em papel bilog, dada por  $Q/\pi.r_p^2$ , de  $45^\circ$ .

Papadopoulos & Cooper (1967), definiram para solução do problema no próprio poço, a função  $F(u_p, \alpha)$  cuja representação gráfica é uma família de curvas que se iniciam com retas inclinadas de  $45^\circ$  e que, pouco a pouco, vão se encurvando até coincidir com a curva padrão de Theis (figura 6.4.35). Quando o aquífero é muito permeável e a vazão bombeada é alta, o efeito do armazenamento no próprio poço é menos significativo. Esse efeito é diretamente proporcional ao quadrado do raio do poço e inversamente proporcional à transmissividade do aquífero. A equação do rebaixamento é dada por:

$$s_p = \frac{Q}{4\pi T} F(u_p, \alpha) \quad \text{sendo} \quad u_p = \frac{r_p^2 S}{4Tt}$$

A partir das equações acima, pode-se determinar os valores de transmissividade (T) e coeficiente de armazenamento (S), para aquíferos confinados não drenantes:

$$T = \frac{Q}{4\pi s_p} F(u_p, \alpha) \quad (6.4.66) \quad \text{e} \quad S = \frac{r_a^2}{r_p^2} \alpha \quad (6.4.67)$$

sendo  $r_a$  o raio do poço na zona de variação do nível da água e  $r_p$  o raio do poço na zona aquífera.

#### Metodologia de Aplicação

- i) Realização de um teste de bombeamento, com vazão constante, em um poço de grande diâmetro, situado em um aquífero confinado não drenante.
- ii) Construção do conjunto de curvas padrão  $F(u_p, \alpha)$  versus  $1/u_p$  ou  $u_p$ , em papel bilog (figura 6.4.35), através dos valores de tabelas de livros textos ou utilizando a função programada em computador.
- iii) Construção da curva de campo plotando-se os valores de rebaixamento no poço ( $s_p$ ) versus tempo (t), em papel bilog. Deve-se utilizar o mesmo módulo logarítmico da curva teórica.
- iv) Superposição da curva de campo sobre a curva padrão até a obtenção do melhor ajuste e escolha de um ponto qualquer, denominado ponto de superposição, como ilustrado na figura 6.4.36.
- v) Mantendo a superposição, efetuar o registro dos valores de  $F(u_p, \alpha)$  e  $1/u_p$ , na curva padrão, e  $s_p$  e t, na curva de campo, correspondentes ao ponto de superposição escolhido (figura 6.4.36).
- vi) Cálculo da transmissividade (T) e do coeficiente de armazenamento (S) através das equações (6.4.66) e (6.4.67), respectivamente.

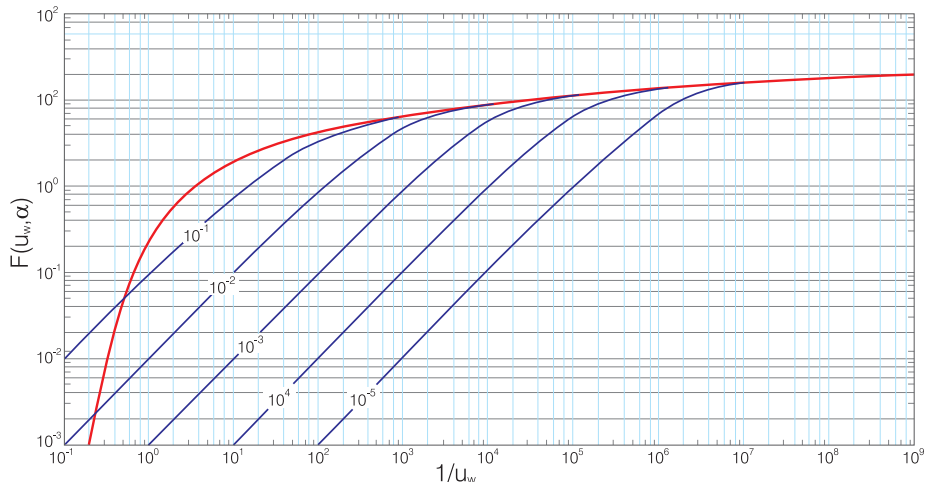


Figura 6.4.35 - Família de curvas-padrão de Papadopoulos & Cooper (adaptado de Papadopoulos & Cooper, 1967).

Notar que o método é bom para determinar a transmissividade, mas deixa a desejar no que se refere à determinação do coeficiente de armazenamento, porque não permite um ajuste claro do valor de  $\alpha$  e limita a análise ao poço bombeado.

**Exemplo 6.4.8** - Em fevereiro de 1968, foi realizado um teste de bombeamento em um poço de grande diâmetro, escavado nas aluviões do rio Banabuiú, município de Morada Nova, no Estado do Ceará (Manoel Filho & Rijo, 1968). A análise dos resultados obtidos é ilustrada na figura 6.4.36.

Os valores referentes ao ponto de superposição dos dois gráficos foram:

$$1/u_p = 10; F(u_p, \alpha) = 10;$$

$$t = 250 \text{ s}; s_p = 1,4 \text{ m}$$

Para a vazão uniforme de 16 L/s, bombeada durante o teste, os parâmetros calculados pelo método de Papadopulos & Cooper, são:

$$T = \frac{Q}{4\pi s_p} F(u_p, \alpha) = \frac{16 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}}{4 \cdot \pi \cdot 1,4 \text{ m}} \cdot 10$$

$$T = 9,09 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$

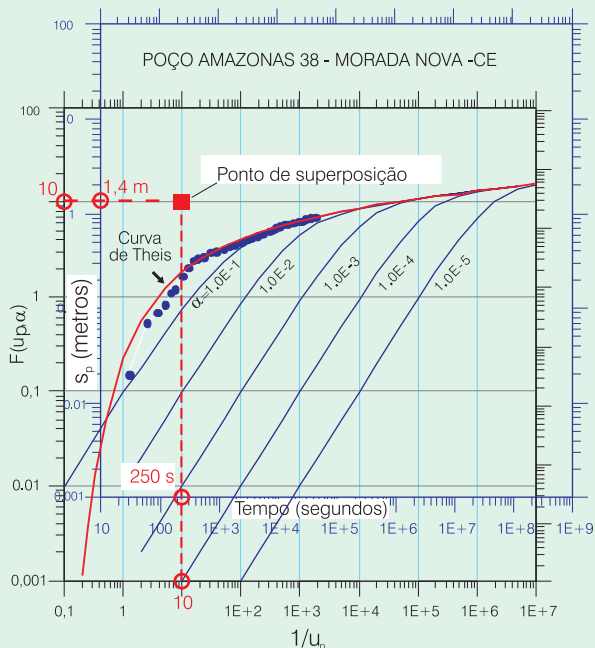
$$S = \frac{4Tt u_p}{r_p^2} = \frac{4 \cdot 9,09 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s} \cdot 250 \text{ s}}{(1,3 \text{ m})^2} = 0,54$$

A difusividade hidráulica do aquífero é dada pela razão T/S (capítulo 2.2, equação 2.2.42):

$$D = \frac{T}{S} = \frac{9,09 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}}{0,54} = 1,69 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$$

O raio de influência após 1 dia de bombeamento será dado por (equação 6.4.30):

$$R = 1,5 \sqrt{1,69 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s} \cdot 86.400 \text{ s}} \Rightarrow R \cong 57 \text{ m}$$



**Figura 6.4.36** - Método de análise de um teste de bombeamento efetuado em um poço de grande diâmetro em Morada Nova - CE, usando o modelo de Papadopulos & Cooper (adaptado de Manoel Filho & Rijo, 1968).

### 6.4.7 Penetração Parcial em Poços

Quanto à penetração dos poços nos aquíferos e em função da extensão da zona de captação (filtros), os poços podem ser classificados como: totalmente penetrante, parcialmente penetrante e incompleto.

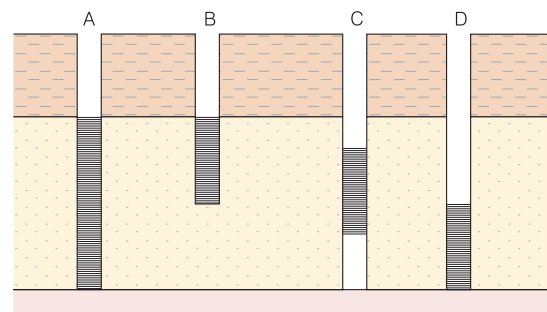
**Totalmente Penetrante** - os filtros estendem-se por toda a extensão do aquífero (poço A da figura 6.4.37).

**Parcialmente Penetrante** - o poço não penetra totalmente no aquífero (poço B da figura 6.4.37).

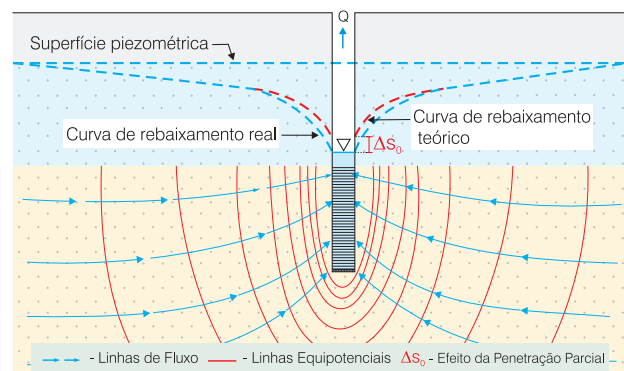
**Incompleto** - o poço penetra totalmente no aquífero, entretanto não são colocados filtros em toda a sua extensão. Na prática, consideram-se os poços incompletos como parcialmente penetrantes (poços C e D da figura 6.4.37).

Nas vizinhanças dos poços parcialmente penetrantes, devido ao encurvamento das linhas de corrente, existem componentes verticais de fluxo. As linhas eqüipotenciais deixam de ser retas paralelas para se tornarem curvas em torno da zona filtrante, conforme mostrado na figura 6.4.38. As componentes verticais de velocidade geram incrementos nas perdas de carga e as fórmulas analíticas para o cálculo de rebaixamento, apresentadas até agora, não são mais válidas.

Para aquíferos considerados como isotrópicos, o efeito da penetração parcial pode deixar de ser considerado para distâncias de 1,5 a 2,0 vezes a sua espessura. Nos outros casos, é necessário introduzir correções nas fórmulas de rebaixamento.



**Figura 6.4.37** - Classificação dos poços quanto à penetração nos aquíferos (modificado de Custodio & Llamas, 1983).



**Figura 6.4.38** - Efeito da penetração parcial nas linhas de fluxo e eqüipotenciais (modificado de Driscoll, 1986).



### Correção da Penetração Parcial em Regime Estacionário - Método de Huisman

Segundo Huisman (1975), para aquíferos confinados ou livres, em regime estacionário ou permanente, o rebaixamento adicional causado pela penetração parcial, estando a porção filtrante numa posição qualquer, é dado pela seguinte expressão:

$$\Delta s_0 = \frac{Q}{2\pi T} \left( \frac{1-p}{p} \ln \frac{\alpha h_s}{r_p} \right) \tag{6.4.68}$$

sendo  $\Delta s_0$  o incremento de rebaixamento devido à penetração parcial [L],  $Q$  a vazão de bombeamento [ $L^3T^{-1}$ ],  $T$  a transmissividade do aquífero [ $L^2T^{-1}$ ],  $h_s$  a extensão da zona filtrante [L],  $p$  a razão de penetração parcial =  $h_s/b$ ,  $e$  a razão de excentricidade da zona filtrante =  $\delta/b$ ,  $\alpha$  é função de  $p$  e de  $e$  (tabela 6.4.3),  $\delta$  a distância entre o meio da seção filtrante e o meio do aquífero ( $\delta = b/2 - (a_1 + a_2)/2$ ) [L],  $a_1$  a distância da parte superior do filtro ao teto do aquífero [L],  $a_2$  a distância da parte inferior do filtro ao teto do aquífero [L],  $b$  a espessura do aquífero [L] e  $r_p$  o raio do poço [L].

Na figura 6.4.39 são apresentados três casos de posicionamento de seções filtrantes, ilustrando os conceitos acima definidos. Para poços na posição da figura 6.4.39b e com  $p > 0,2$ , ou seja, com uma penetração parcial superior a 20%, a fórmula (6.4.68) é simplificada passando a ser:

p	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
e										
0,1	0,54	0,54	0,55	0,55	0,56	0,57	0,59	0,61	0,67	1,09
0,2	0,44	0,44	0,45	0,46	0,47	0,49	0,52	0,59	0,89	
0,3	0,37	0,37	0,38	0,39	0,41	0,43	0,50	0,74		
0,4	0,31	0,31	0,32	0,34	0,36	0,42	0,62			
0,5	0,25	0,25	0,27	0,29	0,34	0,51				
0,6	0,21	0,21	0,23	0,27	0,41					
0,7	0,16	0,17	0,20	0,32						
0,8	0,11	0,13	0,22							
0,9	0,06	0,12								

Tabela 6.4.3 - Valor de  $\alpha$  em função de  $p$  e de  $e$  (adaptado de Kruseman & De Rider, 1986).

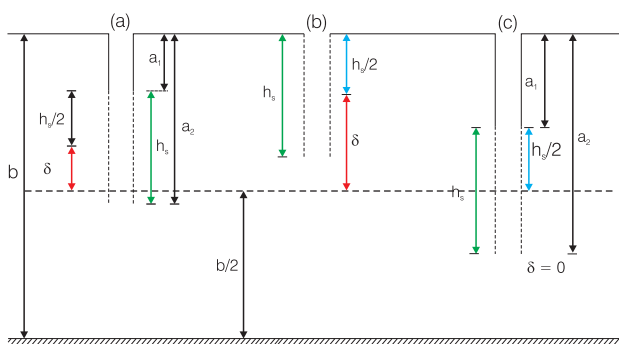


Figura 6.4.39 - Parâmetros para correção de penetração parcial (modificado de Huisman, 1975).

$$\Delta s_0 = \frac{Q}{2\pi T} \frac{1-p}{p} \ln \left( \frac{(1-p)h_s}{r_p} \right) \tag{6.4.69}$$

Para poços com excentricidade igual a zero, como é o caso da figura 6.4.39c, a equação (6.4.68) passa a ser:

$$\Delta s_0 = \frac{Q}{4\pi T} \frac{1-p}{p} \ln \frac{(1-p)h_s}{2r_p} \tag{6.4.70}$$

A seguir, são apresentados alguns exemplos de aplicação da correção da penetração parcial proposta por Huisman (1975), a partir das fórmulas de rebaixamento estudadas anteriormente:

Theis

$$s + \Delta s_0 = \frac{Q}{4\pi t} \left[ W(u) + \frac{2(1-p)}{p} \ln \frac{\alpha h_s}{r_p} \right] \tag{6.4.71}$$

Jacob

$$s + \Delta s_0 = \frac{Q}{4\pi T} \left[ 2,3 \log \frac{2,25 T t}{r^2 S} + \frac{2(1-p)}{p} \ln \frac{\alpha h_s}{r_p} \right] \tag{6.4.72}$$

DeGlee

$$s + \Delta s_0 = \frac{Q}{2\pi T} \left[ K_o \left( \frac{r}{b} \right) + \left( \frac{1-p}{p} \right) \ln \frac{(1-p)h_s}{r_p} \right] \tag{6.4.73}$$

### 6.4.8 Fronteiras Hidráulicas - Teoria das Imagens

Quando um poço é bombeado próximo a um limite hidráulico, permeável ou impermeável, e seu cone de rebaixamento atinge este limite, o fluxo da água subterrânea é afetado e as fórmulas analíticas para cálculo de rebaixamentos, vistas neste capítulo, não são mais válidas. Se este limite é brusco e retilíneo, pode-se substituí-lo, nos cálculos, por um poço fictício (poço imagem) que simula o efeito da descontinuidade, reduzindo o problema ao estudo da superposição de efeitos. Esta metodologia é conhecida como **Teoria das Imagens**. Aqui, será abordado apenas o caso das fronteiras impermeáveis, que causam acréscimos de rebaixamento (perdas) nos poços situados próximos a elas.

#### Fronteiras Impermeáveis - Aquíferos Limitados

A figura 6.4.40a mostra um poço sendo bombeado próximo a um limite impermeável. O efeito deste limite faz com que, em qualquer ponto, o rebaixamento seja maior do que no caso de aquíferos de grande extensão. Com base na Teoria das Imagens, o limite impermeável pode ser substituído por um poço imagem fictício, simétrico

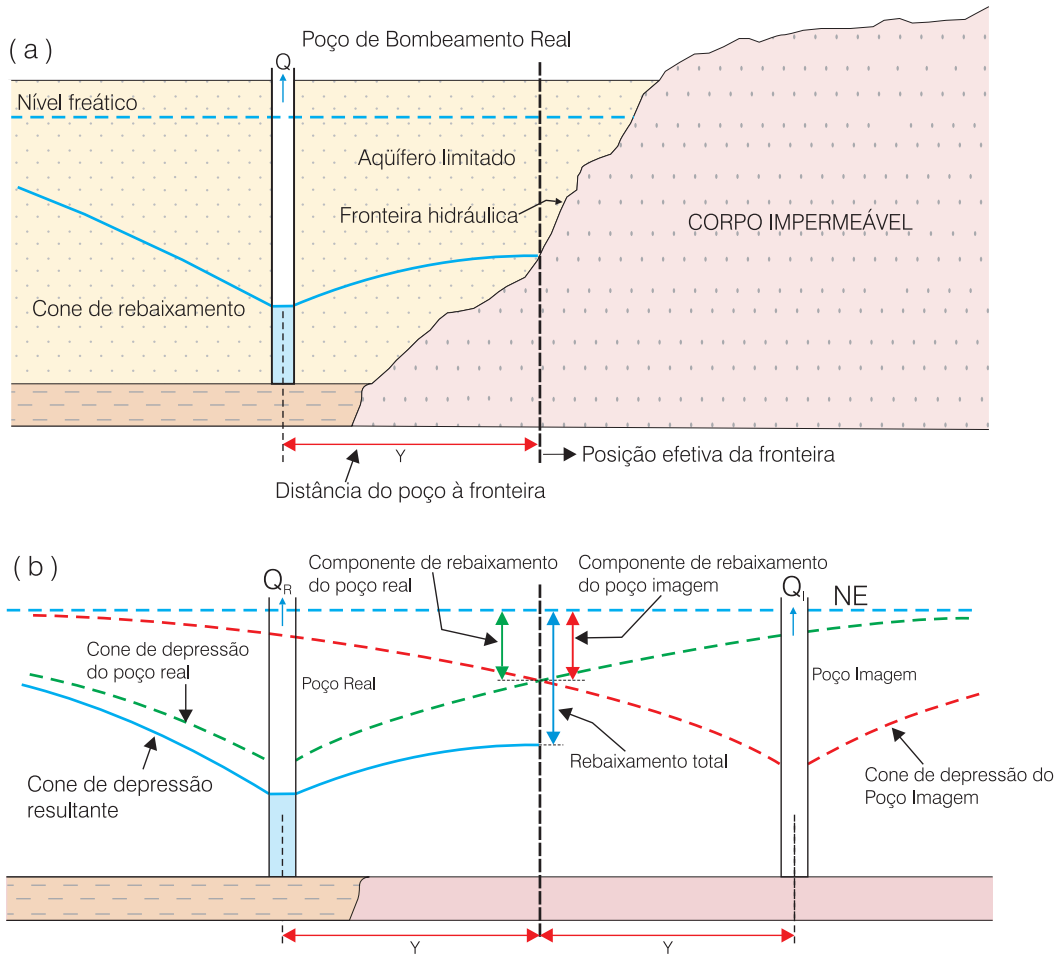


Figura 6.4.40 - (a) aqüífero limitado com a presença de uma fronteira hidráulica impermeável; (b) poço fictício simulando o efeito da fronteira impermeável (modificado de Todd, 1960).

e com a mesma vazão do poço real bombeado, como pode ser visto na figura figura 6.4.40b.

Imagine-se um poço sendo bombeado com vazão  $Q$ , num aqüífero confinado não drenante próximo a um limite impermeável, e um poço de observação ( $P_z$ ), situado a uma distância  $r$  do poço bombeado ( $P_B$ ) e  $r_i$  do poço imagem ( $P_i$ ), como ilustrado na figura figura 6.4.41.

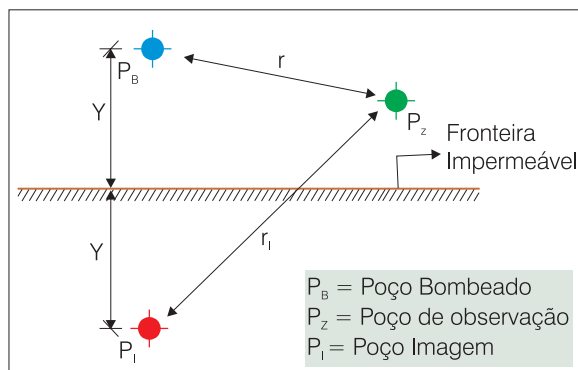


Figura 6.4.41 - Poço bombeado, poço imagem e poço de observação (piezômetro) próximos a uma fronteira hidráulica impermeável.

Com base na Teoria das Imagens, o rebaixamento no poço de observação ( $P_z$ ) será a soma dos rebaixamentos provocados pelos bombeamentos do poço real ( $s_r$ ) e do poço imagem ( $s_i$ ). Assim, como o aqüífero é confinado, aplicando a fórmula de Theis:

$$s_r = \frac{Q}{4\pi T} W(u), \text{ sendo } u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

$$s_i = \frac{Q}{4\pi T} W(u_i), \text{ sendo } u_i = \frac{(r_i)^2 S}{4Tt}$$

Generalizando para um ponto qualquer no aqüífero e chamando o rebaixamento total de  $s_w$ :

$$s_w = \frac{Q}{4\pi T} [W(u) + W(u_i)] \quad (6.4.74)$$

Se é válida a aproximação logarítmica de Jacob:

$$s_w = \frac{0,183 Q}{T} \left( \log \frac{2,25Tt}{r^2 S} + \log \frac{2,25Tt}{(r_i)^2 S} \right)$$

$$s_w = \frac{0,366 Q}{T} \log \left[ \frac{2,25Tt}{r r_i S} \right] \quad (6.4.75)$$

A figura 6.4.42a mostra o comportamento da curva **s versus log t** em presença de fronteiras hidráulicas. Analisando o caso 2, fronteira impermeável (negativa), verifica-se que a curva está dividida em quatro trechos, limitados pelas letras A, B, C, D' e E'. No trecho AC, o aquífero comporta-se como se fosse de grande extensão, sem mostrar a influência do limite impermeável. O trecho AB, não retilíneo, representa o intervalo de não validade da aproximação de Cooper-Jacob com  $u > 0,03$ , enquanto que no trecho BC, retilíneo, a curva obedece à aproximação de Jacob com  $u < 0,03$ . Os trechos CD' e D'E' mostram a influência do limite impermeável, representando os intervalos em que  $u' > 0,03$  e  $u' < 0,03$ , respectivamente.

A figura 6.4.42b mostra o comportamento da curva **log s versus log t**, em presença de fronteiras hidráulicas, permeáveis e impermeáveis. No caso de limites impermeáveis (curva vermelha), observa-se que inicialmente existe uma coincidência com a curva teórica de Theis, até um instante  $t'$ , onde a curva sofre um desvio para cima, em função do efeito do limite impermeável que provoca um aumento no rebaixamento.

O efeito de um limite, permeável ou impermeável, causa uma diminuição ou um acréscimo, respectivamente, de rebaixamento ( $s_i$ ) em relação ao comportamento de aquífero de extensão infinita, como ilustrado nos dois casos da figura 6.4.42.

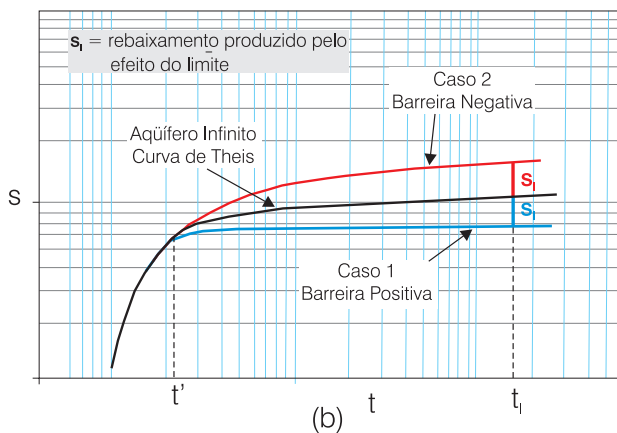
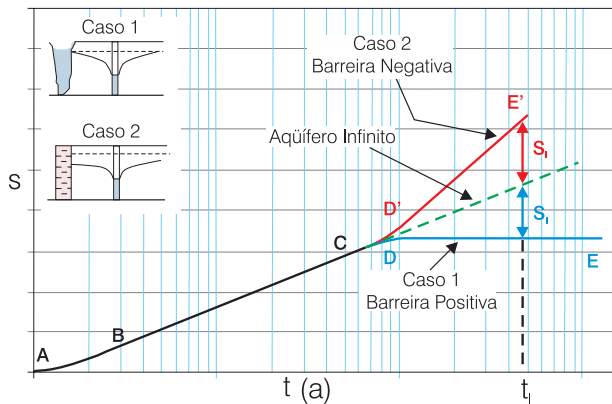


Figura 6.4.42 - Curva **s versus log t** em presença de fronteiras hidráulicas (modificado de Custodio & Llamas, 1983).

As inclinações dos segmentos retilíneos BC e D'E' são dadas, respectivamente, por  $m = \text{tg } \alpha$  e  $m_1 = \text{tg } \alpha_1$ , como mostrado na figura 6.4.43. No segmento BC não existe influência do limite impermeável e os rebaixamentos são dados pela própria equação de Jacob. Logo, aplicando esta expressão para o cálculo de **m**:

$$m = \frac{0,183Q}{T} \tag{6.4.76}$$

No segmento D'E' existe influência do limite impermeável e os rebaixamentos devem ser calculados utilizando-se a expressão (6.4.75). Aplicando esta equação para o cálculo de **m<sub>1</sub>**:

$$m_1 = \frac{0,366Q}{T} \tag{6.4.77}$$

Comparando as equações (6.4.76) e (6.4.77), verifica-se que a inclinação do segmento D'E' ( $m_1$ ) é o dobro da inclinação do segmento BC ( $m$ ), ou seja,  $m_1 = 2m$ . Como a transmissividade é inversamente proporcional à inclinação, teremos que quando a inclinação dobra, a transmissividade é reduzida à metade. Assim, a transmissividade calculada no trecho da curva correspondente ao limite impermeável ( $T_1$ ) é a metade da transmissividade calculada no trecho inicial ( $T$ ), podendo-se estabelecer a seguinte relação:

$$\frac{T}{T_1} = 2 \tag{6.4.78}$$

Para fronteiras semipermeáveis, a relação  $T/T_1$  oscila entre 1 e 2, na dependência da relação existente entre as condutividades hidráulicas do aquífero e da descontinuidade.

Todas as considerações feitas até agora são válidas, também, para aquíferos livres com pequenos rebaixamentos em relação à espessura saturada. Nos casos de aquíferos confinados drenantes, o problema torna-se muito mais complexo em função da superposição de efeitos: fronteiras hidráulicas e drenança.

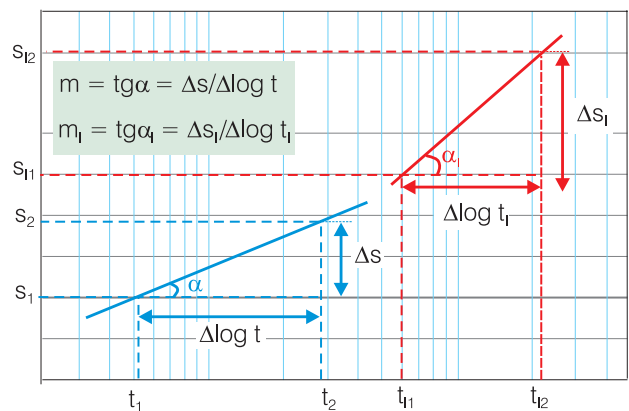


Figura 6.4.43 - Cálculo das inclinações dos segmentos retilíneos BC ( $m$ ) e D'E' ( $m_1$ ).

Nos casos em que o poço observado situa-se próximo ao poço bombeado, os rebaixamentos iniciais não sofrem influência da fronteira hidráulica, podendo-se calcular a transmissividade (T) e o coeficiente de armazenamento (S) pelos métodos usuais. Ao contrário, para poços de observação distantes do poço bombeado e, principalmente, aqueles próximos ao limite impermeável, o efeito deste limite aparece logo nos primeiros pontos da curva, não se podendo determinar os parâmetros hidrodinâmicos do aquífero. Mesmo assim, nestes casos, ainda é possível avaliar um valor aproximado para a transmissividade (T) utilizando-se a expressão (6.4.78).

Com a determinação de **T** e **S**, é possível calcular-se teoricamente o valor do rebaixamento para o poço de observação. A comparação deste valor com o rebaixamento efetivamente medido neste poço, indica o valor do rebaixamento causado pelo bombeamento do poço imagem ( $s_i$ ), ou seja, o efeito do limite impermeável. Conhecido  $s_i$ , determina-se **W(u)** através da seguinte expressão:

$$s_i = \frac{Q}{4\pi T} W(u_i) \quad \text{onde } u_i = \frac{r_i^2 S}{4Tt}$$

Conhecido **W(u<sub>i</sub>)**, determina-se **u<sub>i</sub>** com o auxílio da tabela da função W(u) apresentada no anexo 6.4.3 e, finalmente, calcula-se **r<sub>i</sub>** através da expressão:

$$r_i = \sqrt{\frac{4Tt_i u_i}{S}} \quad (6.4.79)$$

sendo **r<sub>i</sub>** a distância do poço observado ao poço imagem, **T** e **S** a transmissividade e coeficiente de armazenamento do aquífero, respectivamente, **t<sub>i</sub>** o tempo correspondente ao rebaixamento **s<sub>i</sub>** e **u<sub>i</sub>** o valor calculado como descrito acima.

Se é válida a aproximação logarítmica de Jacob, e utilizando o mesmo raciocínio tem-se:

$$r_i = \sqrt{\frac{2,25Tt}{S e \left(\frac{4\pi T s_i}{Q}\right)}} \quad (6.4.80)$$

Na prática, é possível determinar-se **s<sub>i</sub>** nas curvas de rebaixamento e calcular **r<sub>i</sub>** através das expressões (6.4.79) ou (6.4.80), conforme apresentado a seguir.

### Método 1 - Curva log s versus log t (Theis)

- i) Superposição da curva de campo **log s versus log t** sobre a curva teórica de Theis, ajustando-se o melhor possível os primeiros pontos da curva, como mostrado na figura 6.4.44.
- ii) Avaliação de **s<sub>i</sub>**, tomando-se a distância entre a curva de Theis e a curva de campo (reflexão) para um determinado tempo **t**. Ainda com as curvas superpostas, efetuar a transposição do valor de **s<sub>i</sub>** para o primeiro trecho da curva e determinar o valor de **1/u<sub>i</sub>** na curva teórica (figura 6.4.44).

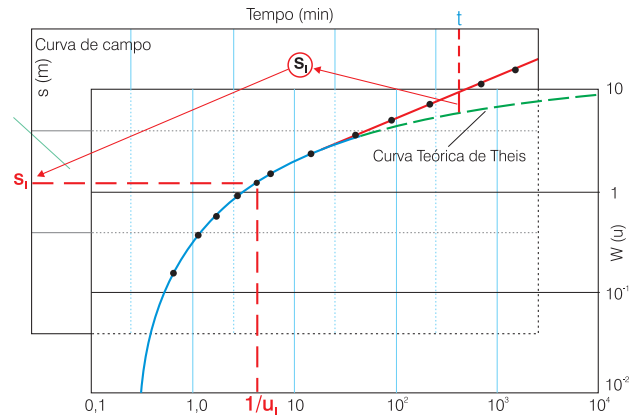


Figura 6.4.44 - Determinação da distância do poço imagem ao poço de observação (**r<sub>i</sub>**) utilizando a curva log s versus log t (Theis).

- iii) Determinação de **u<sub>i</sub>** e cálculo de **r<sub>i</sub>**, através da equação (6.4.79).

### Método 2 - Curva s versus log t (Jacob)

- i) Extrapolação do trecho retilíneo, sem a influência do limite impermeável, na curva **s versus log t**, como mostrado na figura 6.4.45.
- ii) Determinação de **s<sub>i</sub>**, tomando-se a distância entre o trecho retilíneo extrapolado e a curva de campo para um determinado tempo **t** (figura 6.4.45).
- III) Cálculo de **r<sub>i</sub>** através da equação (6.4.80).

Uma forma mais rápida de operar, seria quando o rebaixamento causado pelo poço bombeado fosse igual ao rebaixamento causado pelo poço imagem.

$$s = s_i \Rightarrow \frac{Q}{4\pi T} W(u) = \frac{Q}{4\pi T} W(u_i) \Rightarrow u = u_i$$

$$\frac{r_i^2 S}{4Tt} = \frac{r_i^2 S}{4Tt_i} \Rightarrow r_i^2 = \frac{r_i^2 t_i}{t}$$

E, finalmente, o valor de **r<sub>i</sub>** é dado por:

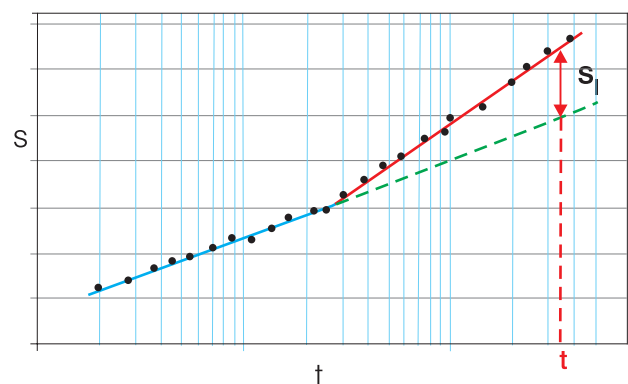


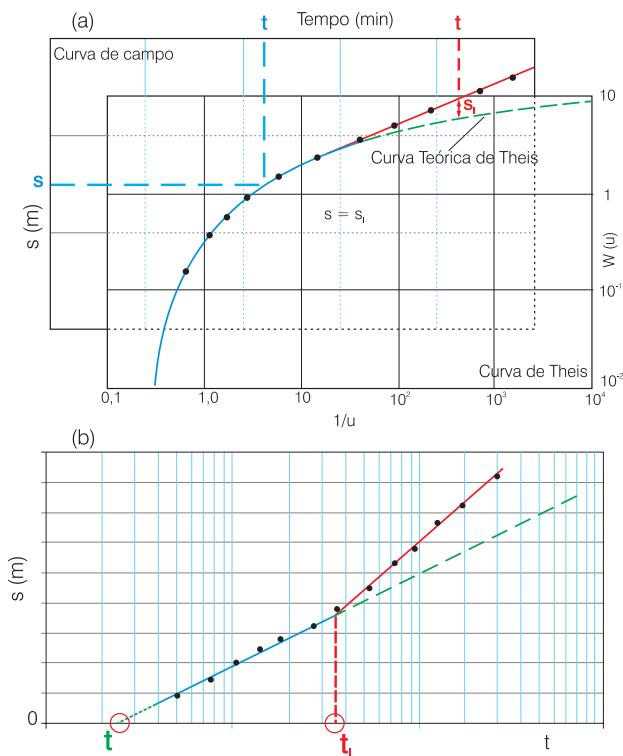
Figura 6.4.45 - Determinação da distância do poço imagem ao poço de observação (**r<sub>i</sub>**) utilizando a curva s versus log t (Jacob).

$$r_i = r \sqrt{\frac{t_i}{t}} \tag{6.4.81}$$

sendo  $r_i$  a distância entre o poço observado e o poço imagem [ $L$ ],  $r$  a distância entre o poço observado e o poço bombeado [ $L$ ],  $t_i$  o tempo correspondente ao rebaixamento  $s_i$  [T] e  $t$  o tempo correspondente ao rebaixamento  $s$  [T].

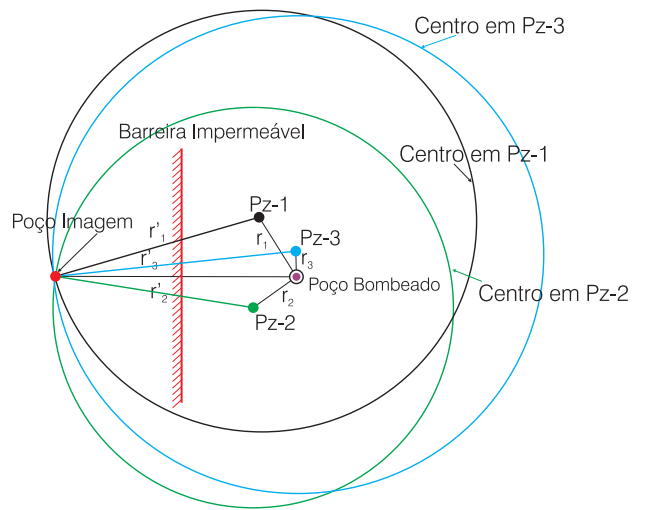
**Método 3 - s igual a  $s_i$**

- i) Nas curvas de rebaixamento versus tempo, escolhe-se um valor de rebaixamento no primeiro trecho da curva, antes da inflexão, o qual corresponderá à influência, apenas, do poço bombeado, e registra-se o valor do tempo ( $t$ ) correspondente. Em seguida, procura-se o tempo  $t_i$ , correspondente a este mesmo valor de rebaixamento causado pelo poço imagem, como ilustrado nas figuras 6.4.46a (curva  $\log s$  versus  $\log t$ ) e 6.4.46b (curva  $s$  versus  $\log t$ ).
- ii) Com os valores de  $t$  e  $t_i$ , determina-se  $r_i$  através da equação (6.4.81).
- iii) Este procedimento é válido tanto para as curvas  $s$  versus  $\log t$  como para as  $\log s$  versus  $\log t$ . Nas curvas  $s$  versus  $\log t$ , onde existem trechos retos, tomando-se  $t$  para  $s = 0$ ,  $t_i$  corresponderá ao ponto de interseção destes trechos, facilitando o procedimento (6.4.46b).



**Figura 6.4.46** - Determinação da distância do poço imagem ao poço de observação ( $r_i$ ) para  $s$  igual a  $s_i$ : (a) curva  $\log s$  versus  $\log t$ ; (b) curva  $s$  versus  $\log t$ .

Para localizar um ponto no plano é necessário conhecer-se a distância dele a três outros pontos. Assim, para a determinação do poço imagem é necessário o acompanhamento de pelo menos três poços de observação. O local geométrico do poço imagem em relação a cada ponto de observação será dado pela circunferência centrada neste ponto, cujo raio é a distância calculada. Desta forma, se tivermos apenas um ponto de observação, a posição do poço imagem ficará indeterminada, pois poderá ser em qualquer ponto da circunferência. Com dois poços de observação, as duas circunferências interceptam-se em dois pontos distintos, ficando a posição do poço imagem também indeterminada. Entretanto, nos casos em que subsídios geológicos permitam descartar um dos pontos, o poço imagem pode ser determinado. Com a existência de três pontos de observação as três circunferências cruzam-se em um único ponto, sendo este a posição do poço imagem. Estando determinado o poço imagem, a fronteira hidráulica impermeável localiza-se na mediatriz da linha que une este ponto ao poço bombeado (figura 6.4.47).



**Figura 6.4.47** - Localização do poço imagem e da fronteira impermeável (adaptado de Custodio & Llamas, 1983).

**Estudo de Caso - Vale do Gurguéia/PI**

No âmbito da programação hidrogeológica do Projeto de Irrigação do Gurguéia (DNOCS/Atepe -Labhid-UFPE/CPRM), na área compreendida entre os municípios de Eliseu Martins e Cristino Castro, numa extensão de cerca de 100 km, foram realizados 20 testes de aquífero em poços que captam a Formação Cabeças, da bacia do Parnaíba, distribuídos em três baterias: Colônia do Ingra, Projeto Piloto e Unifor (figura 6.4.48). Estes testes propiciaram um substancial avanço no conhecimento do comportamento hidrodinâmico do aquífero Cabeças, nesta região, particularmente no que diz respeito à detecção de discontinuidades (fronteiras hidráulicas) até então insuspeitas.

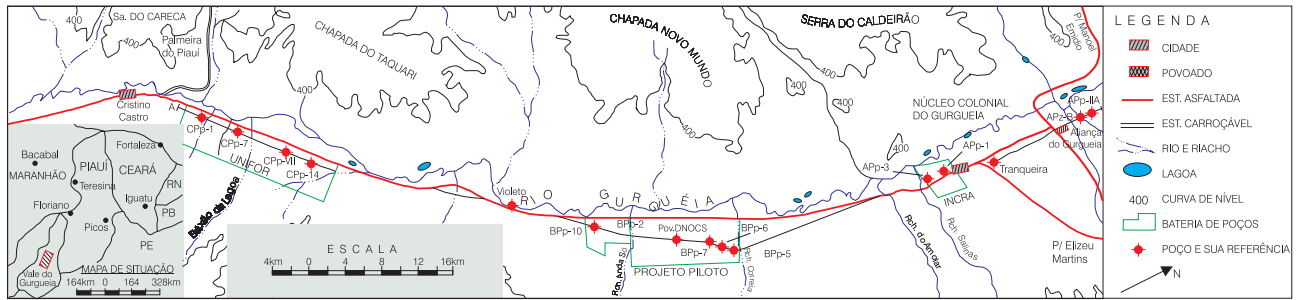


Figura 6.4.48 - Localização da área estudada e das baterias de poços (modificado de Feitosa, 1990).

Os testes tiveram durações variando entre 24 e 72 horas de bombeamento e o número de piezômetros observados variou de, no mínimo, um e, no máximo, sete. Todas as curvas rebaixamento *versus* tempo dos testes realizados nos poços das baterias do Projeto Piloto e da Colônia do Incra, mostraram nítidas reflexões negativas, que foram associadas a fronteiras hidráulicas, cujas posições puderam ser determinadas através da localização do poço imagem, feita com a metodologia descrita anteriormente. Por outro lado, as curvas dos seis testes realizados na bateria da Unifor não registraram quaisquer anomalias.

Na determinação da localização das prováveis fronteiras hidráulicas, foram selecionados os testes dos poços APP-6, na bateria do Incra, e BPP-2, na bateria do Projeto Piloto, em função da quantidade de piezômetros observados (7 e 4, respectivamente). Adicionalmente, foi, também, selecionado o poço Tranqueira em função da existência de um levantamento geofísico no local, realizado pelo Nutec (*apud* Feitosa *et al.*, 1990). As curvas rebaixamento *versus* tempo dos poços utilizados na análise são mostradas na figura 6.4.49 (testes de aquífero dos poços APP-6, BPP-2 e Tranqueira, respectivamente).

Para determinação da distância de cada piezômetro ao poço imagem, foi utilizada o Método 1(Theis), conforme descrito anteriormente, sendo os valores encontrados apresentados na tabela 6.4.4.

De posse das distâncias dos piezômetros ao poço imagem, foram traçados círculos centrados em cada piezômetro, tendo como raios as respectivas distâncias ( $r_i$ ) ao poço imagem. Dois círculos (piezômetros) geram duas intersecções que representam duas possibilidades de posição para o poço imagem. Um terceiro círculo elimina a indefinição. No caso presente, os resultados obtidos com este procedimento, ou seja, a posição dos poços imagens e, respectivamente, das fronteiras hidráulicas, são apresentados nas figuras 6.4.50 e 6.4.51.

O teste de aquífero do poço BPP-2 permitiu o mapeamento de uma descontinuidade com direção WNW-ESE aproximadamente coincidente com o vale do riacho Anda Só (figura 6.4.50). O monitoramento de níveis, com a bateria original do Projeto Piloto em operação, mostrou que os poços situados ao sul do riacho Anda Só apresentavam níveis bem inferiores aos

teóricos calculados, enquanto que os poços ao norte deste riacho mostraram níveis teóricos compatíveis com os medidos no campo. Esta constatação reforça a existência de uma barreira separando os poços da bateria antiga do DNOCS dos novos poços perfurados ao sul do riacho Anda Só.

O teste do APP-6 permitiu marcar, com boa margem de segurança, uma descontinuidade com direção NE-SW, coincidente com visíveis lineações observadas em fotografias aéreas (figura 6.4.51).

O teste do Tranqueira, com apenas dois piezômetros considerados (T-1 e T-2), já que o terceiro apresentou resultados anômalos, gerou, inicialmente, uma indeterminação com duas posições possíveis para a localização do poço imagem (figura 6.4.51). Entretanto, dados de um levantamento geofísico (eletoresistividade) realizado na região permitiram a elaboração do mapa de condutâncias longitudinais, apresentado na figura 6.4.52, que mostra, nitidamente, a existência de uma zona com fortes gradientes, alongada na direção NW-SE, coincidindo, aproximadamente, com uma das posições possíveis para a descontinuidade.

Piez.	T (m <sup>2</sup> /s)	S	t <sub>i</sub> (min)	s <sub>i</sub> (m)	u <sub>i</sub>	r <sub>i</sub> (m)
Teste do BPP-2						
BPz-1	0,01520	0,000321	1200	0,312	0,496058	2.685
BPz-2	0,01310	0,000453	1200	2,453	0,015517	179
BPz-3	0,01500	0,000321	1210	0,242	0,657596	2.987
BPz-4	0,01360	0,000304	1230	0,124	1,092190	3.798
Teste do APP-6						
APz-1	0,01360	0,000239	3120	0,987	0,121485	2.275
APz-3	0,01270	0,000393	3130	0,294	0,595923	3.801
APz-5	0,01200	0,000246	3130	0,708	0,291208	3.033
APz-7	0,01130	0,000267	3120	0,342	1,578472	4.281
Teste do Tranqueira						
T-1	0,00944	0,000150	2645	1,095	0,253891	3.185
T-2	0,00731	0,000177	2650	0,671	0,583132	3.845

Tabela 6.4.4 - Determinação de  $r_i$  para os testes dos poços BPP-2, APP-6 e Tranqueira (adaptado de Feitosa *et al.*, 1990b; Feitosa, 1990).

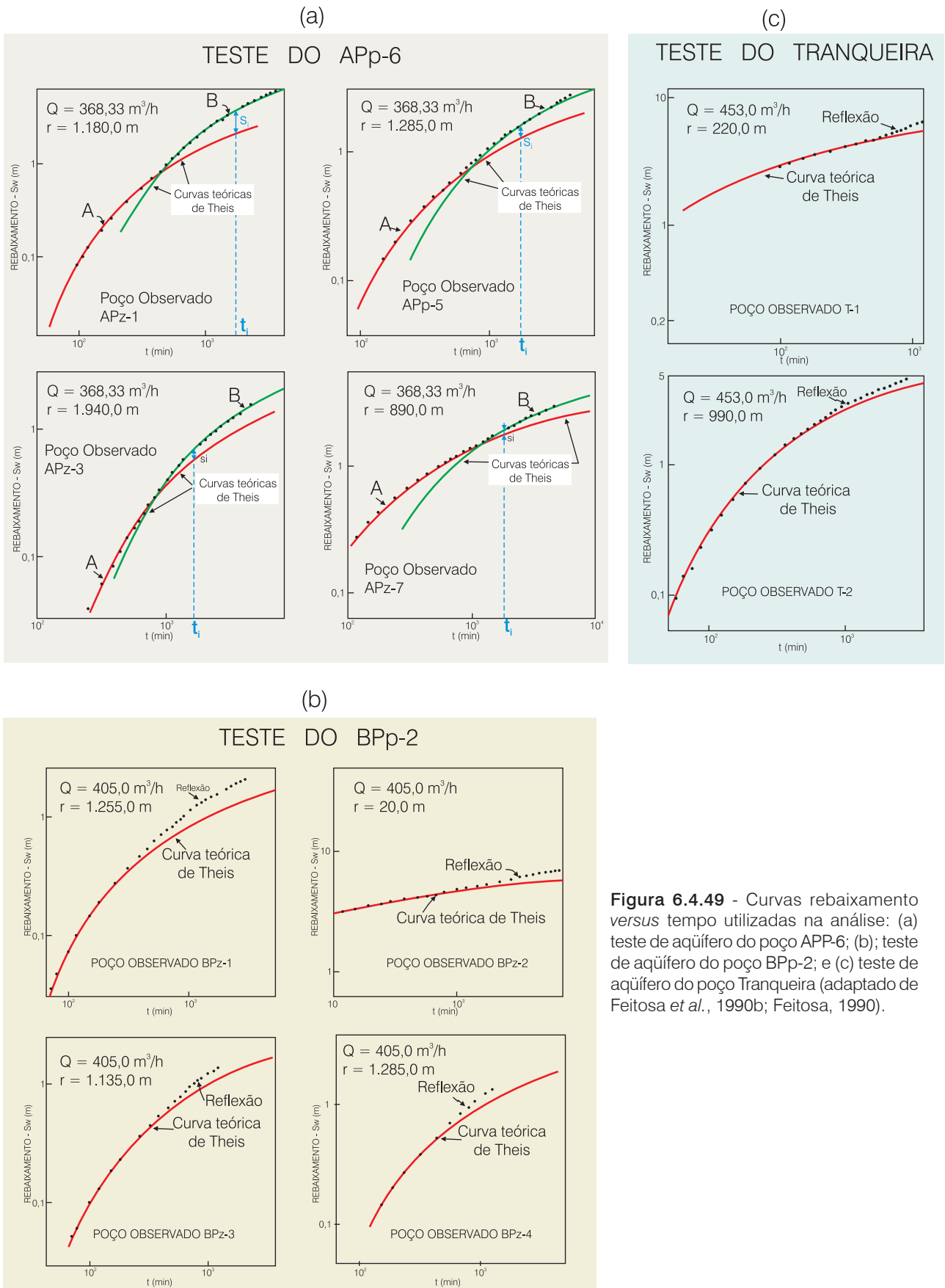
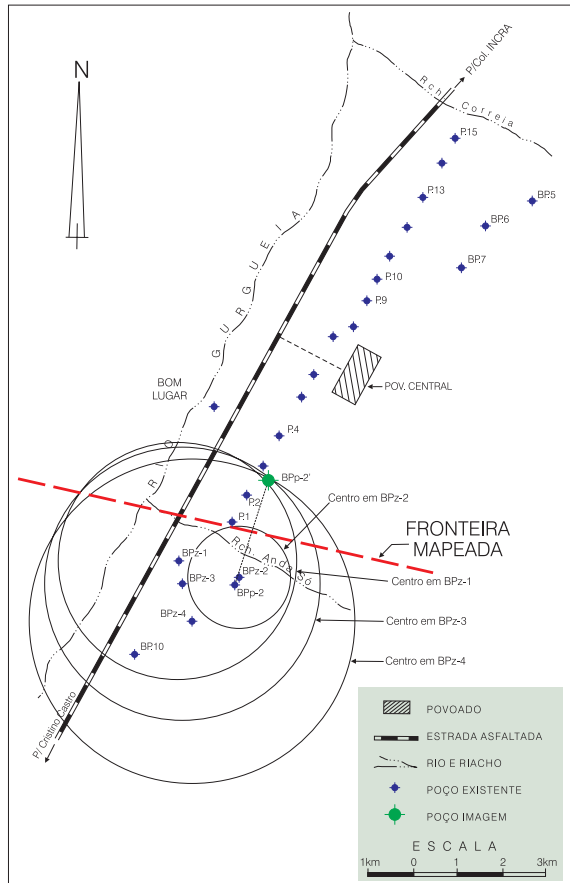


Figura 6.4.49 - Curvas rebaixamento versus tempo utilizadas na análise: (a) teste de aquífero do poço APP-6; (b); teste de aquífero do poço BPp-2; e (c) teste de aquífero do poço Tranqueira (adaptado de Feitosa *et al.*, 1990b; Feitosa, 1990).

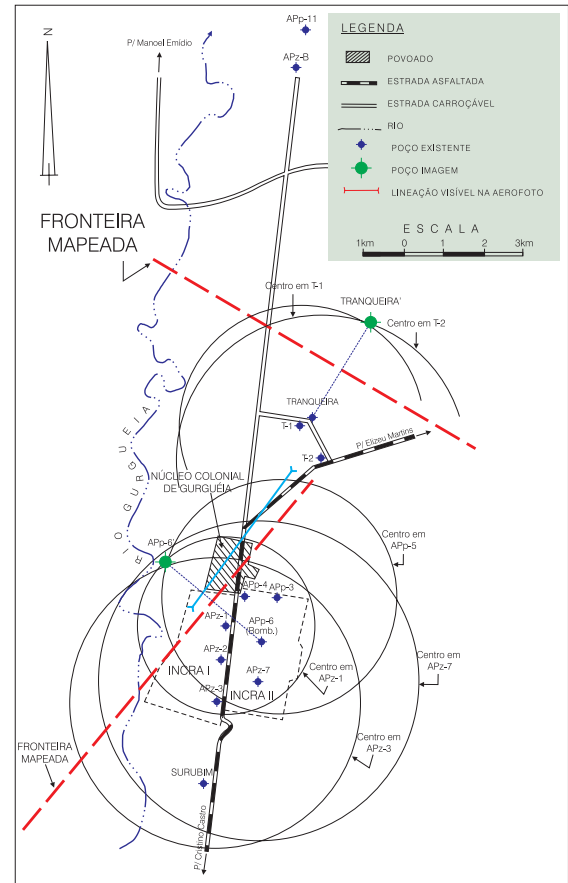


**Figura 6.4.50** - Localização do poço imagem e fronteira hidráulica na bateria do Projeto Piloto, através do teste de aquífero do poço BPz-2 (adaptado de Feitosa *et al.*, 1990b; Feitosa, 1990).

Pela Teoria das Imagens sabe-se que, em presença de uma fronteira impermeável, a transmissividade calculada no primeiro ramo da curva de rebaixamentos ( $T$ ), vale duas vezes aquela calculada no segundo ramo, afetado pela fronteira ( $T_1$ ). Em presença de descontinuidades menos severas, tais como variações laterais de fácies ou fraturamentos preenchidos com material permeável ou mal preenchidos, a razão  $T/T_1$  é sensivelmente menor que dois.

No caso estudado, verifica-se que no Projeto Piloto, as razões  $T/T_1$  oscilam entre 1,3 e 1,7, enquanto que na área do INCRA, por outro lado, predominam nitidamente valores em torno de dois, caracterizando, assim, condições semipermeáveis e impermeáveis, respectivamente, para as fronteiras mapeadas.

Na tentativa de se obter subsídios para uma melhor definição da natureza destas fronteiras, foram feitas fotointerpretação e observações geológicas de superfície nas cercanias do Projeto Piloto e da Colônia do INCRA. Aproximadamente 4,0 Km ao sul desta última localidade, numa escarpa na margem direita do rio Gurgueia, as lineações visíveis nas aerofotos são caracterizadas no campo pela ocorrência abundante de um mineral metálico cimentando secundariamente os arenitos da Formação Poti. A análise petrográfica



**Figura 6.4.51** - Localização do poço imagem e fronteira hidráulica na região do INCRA, através dos testes de aquífero dos poços APz-6 e Tranqueira (adaptado de Feitosa *et al.*, 1990b; Feitosa, 1990).

desse mineral, revelou o caráter tardio da cimentação metálica, onde soluções mineralizantes teriam ascendido por uma zona fraturada pré-existente. Embora não tenham sido encontrados afloramentos ao longo do vale do riacho Anda Só (coincidente com a descontinuidade mapeada na região do Projeto Piloto), é muito provável que, a exemplo do INCRA, a fronteira mapeada neste local também esteja associada com um fraturamento preenchido. Neste caso, o preenchimento teria sido de menor intensidade, conferindo um caráter semipermeável à fronteira enquanto que na área do INCRA, a fratura teria sofrido um preenchimento mais intenso determinando condições impermeáveis.

Ainda na região do INCRA, a fronteira mapeada de direção NW-SE (figura 6.4.51), também com características impermeáveis, provavelmente está associada com um falhamento de gravidade, que parece constituir o prolongamento para sudeste da grande falha de Rio das Balsas, colocando em contato lateral os arenitos Cabeças com os folhelhos Longá. Com efeito, as amostras de calha do poços APz-11 e APz-8, localizados ao norte desta descontinuidade, bem como as pernilangas geofísicas destes poços, indicaram um aumento brusco da Formação Poti-Piauí, da ordem de 100 metros.



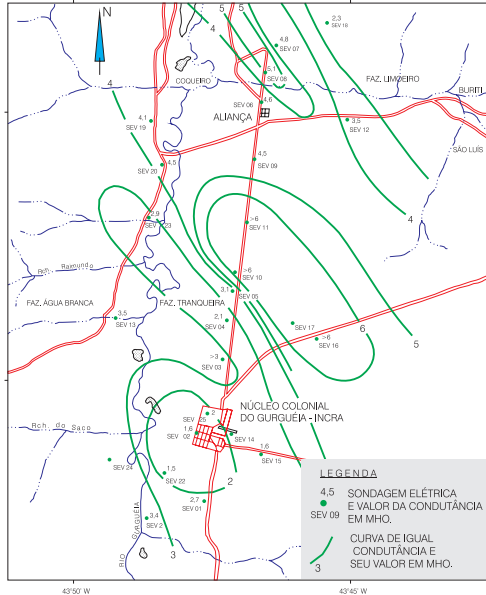
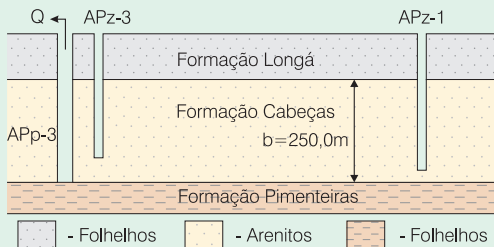


Figura 6.4.52 - Mapa de condutância longitudinal da Formação Longá (adaptado de Feitosa et al., 1990a).

### Exercícios Propostos

#### Aqüífero Confinado não Drenante - Regime Transitório

1) Dentro da programação de estudos hidrogeológicos do Projeto de Irrigação do Vale do Rio Gurguéia, foi realizado um teste de aquífero no poço APp-3, com observação sistemática de dois piezômetros, APz-3 e APz-1. Na figura abaixo, é apresentado um esboço esquemático do contexto geológico da região e da configuração física dos poços envolvidos no teste.



Nas tabelas seguintes são apresentados os dados referentes ao acompanhamento da evolução do nível dinâmico em cada um dos poços de observação utilizados, APz-3 e APz-1, respectivamente. Pede-se:

- construir a curva  $\log s$  versus  $\log t$  com os dados do poço APz-3 e calcular valores de transmissividade (T) e coeficiente de armazenamento (S) do aquífero, utilizando a metodologia de Theis;
- construir as curvas  $s$  versus  $\log t$  com os dados dos poços APz-3 e APz-1 e calcular valores de transmissividade (T) e coeficiente de armazenamento (S) para os dois poços, utilizando a metodologia simplificada de Jacob;
- comparar os valores numéricos obtidos através da simplificação de Jacob e realizar uma análise crítica dos resultados e do comportamento das curvas, verificando em cada caso a aplicabilidade do método;

POÇO: APz-3	PROF.: 320,0	R (m): 20,0	
NE (m): 4,563	ND (m): 14,694	Q (m³/h): 496,0	
t (min)	ND (m)	HORA t (min)	ND (m)
1	6,138	120	11,828
2	7,623	150	12,092
3	8,040	180	12,273
4	8,338	240	12,565
5	8,582	300	12,796
6	8,757	360	12,970
8	9,042	420	13,097
10	9,273	540	13,361
12	9,444	600	13,473
15	9,650	660	13,590
20	9,938	720	13,698
25	10,185	780	13,793
30	10,340	840	13,893
40	10,631	960	14,053
50	10,880	1080	14,151
60	11,065	1200	14,261
70	11,236	1320	14,374
80	11,390	1440	14,472
100	11,648	1620	14,694

POÇO: APz-1	PROF.: 300,0	R (m): 1.930	
NE (m): 3,006	ND (m): 4,009	Q (m³/h): 496,0	
t (min)	ND (m)	t (min)	ND (m)
50	3,024	540	3,262
60	3,031	600	3,315
70	3,038	660	3,371
80	3,042	720	3,426
100	3,048	780	3,498
120	3,054	840	3,551
150	3,069	960	3,623
180	3,08	1080	3,67
240	3,106	1200	3,723
300	3,134	1320	3,782
360	3,156	1440	3,867
420	3,183	1620	4,009
480	3,216		

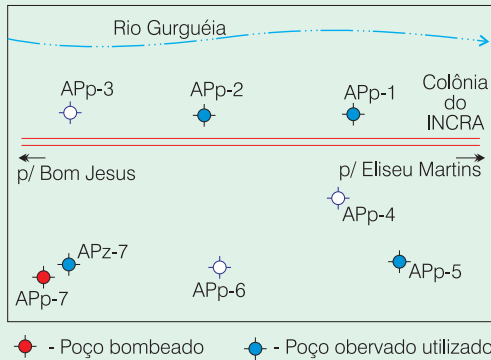
- comparar os resultados numéricos, obtidos através dos dois métodos (Theis e Jacob), e escolher valores de T e S que julgue representativos do aquífero; e
- atribuir um valor de condutividade hidráulica para o aquífero.

#### Aqüífero Confinado não Drenante - Regime Permanente

2) Ainda no contexto do Projeto de Irrigação do Vale do Rio Gurguéia, foi realizado um teste de aquífero no poço APp-7, com observação sistemática de sete piezômetros, dos quais são apresentados, na tabela abaixo, os dados considerados mais confiáveis.

Poço	r (m)	NE (m)	ND (m)		
			24 h	48 h	72 h
APp-1	1.660	4,37	5,41	5,97	6,35
APp-2	1.140	8,24	9,66	10,22	10,60
APp-5	2.220	22,26	23,13	23,66	24,05
APz-7	20	32,26	39,05	39,55	39,91

Na figura do exercício anterior é apresentada a geologia da região e na figura a seguir é mostrada a distribuição geográfica dos poços envolvidos. O teste teve uma duração de 72 horas de bombeamento e a vazão foi de 330,70 m³/h.

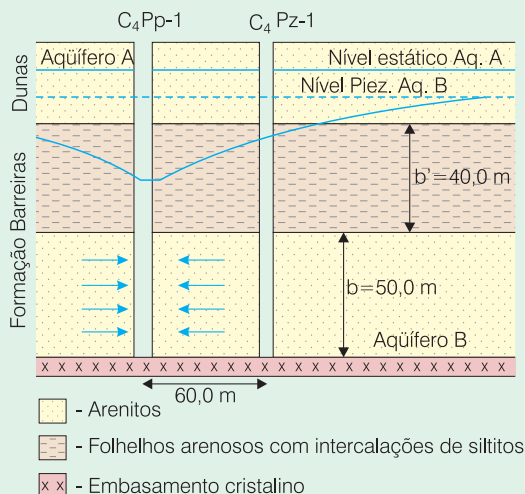


Pede-se:

- plotar as curvas  $s$  versus  $\log r$ , para os alcances 24 horas, 48 horas e 72 horas;
- calcular, através da metodologia de Thiem, valores de transmissividade ( $T$ ) para cada curva construída (24 h, 48 h e 72 h); e
- comparar os resultados entre si e com os valores de transmissividade obtidos com o teste do poço APp-3 através dos métodos de Theis e Jacob. Fazer uma análise crítica da comparação dos valores.

**Aqüífero Confinado Drenante - Regime Transitório**

3) A CAERN - Companhia de Água e Esgoto do Rio Grande do Norte, realizou um teste de aqüífero no poço C<sub>4</sub>Pp-1 com observação sistemática de um piezômetro (C<sub>4</sub>Pz-1). O poço foi bombeado durante 958 minutos com uma vazão constante de 50,0 m³/h e os dados de rebaixamento são apresentados na tabela a seguir. Na figura esquemática abaixo, é apresentada a configuração física dos poços envolvidos no teste e um esboço da geologia do local. Pede-se para determinar valores da transmissividade ( $T$ ) e coeficiente de armazenamento ( $S$ ) do aqüífero, do fator de drenança ( $B$ ) e da condutividade hidráulica da camada semipermeável ( $K'$ ), utilizando a metodologia de Walton.



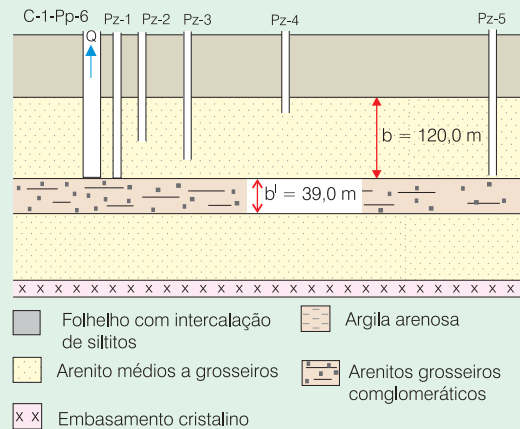
t (min)	s (m)	t (min)	s (m)
5	0,23	75	1,34
8	0,39	100	1,44
10	0,48	150	1,55
12	0,56	2440	1,67
15	0,65	330	1,73
20	0,78	493	1,82
28	0,91	669	1,86
41	1,11	958	1,91
60	1,24		

**Aqüífero Confinado Drenante - Regime Permanente**

4) Na região de Natal/RN, foi realizado um teste de aqüífero no poço C<sub>1</sub>Pp-6, com registro da evolução dos rebaixamentos em cinco piezômetros (C<sub>1</sub>Pz-1, C<sub>1</sub>Pz-2, C<sub>1</sub>Pz-3, C<sub>1</sub>Pz-4 e C<sub>1</sub>Pz-5), cujos níveis alcançaram a estabilização ao final de 72 horas de bombeamento e são apresentados na tabela abaixo.

Poço	C <sub>1</sub> Pz-1	C <sub>1</sub> Pz-2	C <sub>1</sub> Pz-3	C <sub>1</sub> Pz-4	C <sub>1</sub> Pz-5
r (m)	4	10	20	40	100
s <sub>m</sub> (m)	7,09	6,05	4,99	4,10	3,03

Na figura a seguir é apresentada a configuração física dos poços envolvidos no teste e um esboço esquemático da geologia do local. A vazão foi de 108,0 m³/h, mantida constante durante todo o bombeamento.



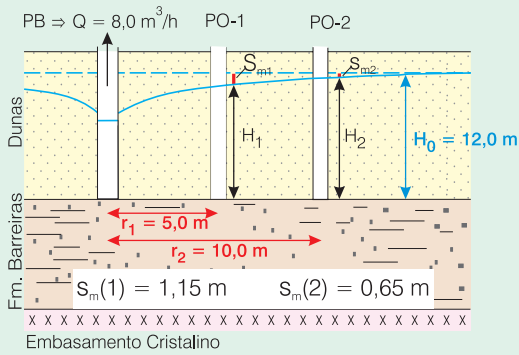
Pede-se:

- construir a curva  $\log s_m$  versus  $\log r$  com os dados apresentados na tabela acima e determinar valores para a transmissividade ( $T$ ), fator de drenança ( $B$ ) e condutividade hidráulica da camada semi-permeável ( $K'$ ), utilizando a metodologia de DeGlee;
- atribuir um valor de condutividade hidráulica para o aqüífero; e
- analisando o contexto geológico apresentado na figura acima, fazer considerações sobre um possível modelo de configuração hidráulica do sistema, de forma a explicar o regime permanente refletido na estabilização dos níveis dos poços observados.

**Aqüífero Livre - Regime Permanente**

5) Dentro da programação de abastecimento de pequenas localidades, desenvolvida pela CAGECE - Companhia de Água e Esgoto do Ceará, foi realizado um

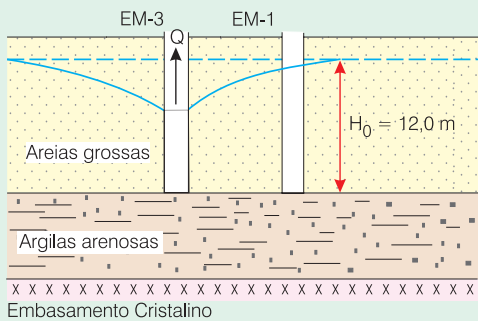
teste de aquífero no poço MB-P<sub>1</sub> na localidade costeira de Morro Branco. Os dados referentes ao teste e um esboço da geologia do local são apresentados na figura abaixo. Pede-se para determinar, utilizando o método de Dupuit-Thiem, um valor para a transmissividade inicial ( $T_0$ ) do aquífero e avaliar um valor para a condutividade hidráulica (K).



**Aquífero Livre - Regime Transitório**

6) Na tabela a seguir, são apresentados os dados de rebaixamento de um teste de aquífero realizado pela Fundação Nacional de Saúde, em Iguatu/CE, no poço IG-3, que capta as aluviões do Rio Jaguaribe. O poço foi bombeado durante 10 horas com uma vazão de 60,0 m³/h e a distância ao poço de observação utilizado (IG-1) foi de 10,0 metros. Na figura abaixo, é apresentado um esboço da geologia do local e a configuração física dos poços envolvidos.

Tempo (min)	s (m)	Tempo (min)	s (m)
6	0,011	80	1,061
9	0,030	100	1,184
12	0,071	150	1,422
15	0,142	200	1,603
20	0,260	260	1,731
30	0,500	320	1,858
40	0,658	400	1,980
50	0,797	500	2,120
60	0,904	600	2,209



Pede-se:

- a) corrigir os rebaixamentos, utilizando a proposição apresentada por Dupuit (expressão 6.4.58);
- b) construir as curvas  $s \times \log t$  e  $s_c \times \log t$  e avaliar valores para a transmissividade (T), coeficiente de armazenamento efetivo ( $S_{ef}$ ) e condutividade hidráulica (K) para cada uma das curvas, utilizando a metodologia de Jacob; e
- c) comparar os resultados obtidos e fazer uma análise crítica da aplicação da correção de Dupuit.

**Referências**

BEAR, J. **Dynamics of Fluids in Porous Media**. New York: American Elsevier, 1972.

\_\_\_\_\_. **Hydraulics of Groundwater**. New York: McGraw Hill Book Company, 1979. 569 p.

BOULTON, N. S. The flow pattern near a gravity well in a uniform water-bearing medium. **Journal Institution of Civil Engineers**, London, n.36, p.534-550, dec. 1951.

COOPER, H. H.; JACOB, C. E. A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well-field history. **Transactions American Geophysical Union**, v. 27, p. 526-634, 1946.

COSTA, J. A. da, MORENO, E. F. **Manual de Métodos Cuantitativos en el Estudio de Aguas Subterráneas - Organización y Realización de Pruebas de Acuíferos, Métodos e Ejemplos**. 2. ed. Mexico: Centro Regional de Ayuda Técnica/ Agencia para el Desarrollo Internacional (A.I.D.), 1996.

COSTA, W. D. **Hidrodinâmica de meios porosos**. Recife, 1983. Apostila.

CRUZ, P. T. **Contribuição ao estudo do fluxo de água em meios contínuos e descontínuos**. São Paulo: IPT, 1979. Relatório Técnico.

CUSTODIO, E.; LLAMAS, M. R. **Hidrología Subterránea**. 2. ed., Barcelona: Ed. Omega, 1983.

DARCY, H. **Les fontaines publiques de la ville de Dijon**. Paris, 1856.

DEGLEE, G. J. **On groundwater currents through draining by means of wells**. 1930. Thesis. (Technische Hogeschool te Delft), Delft.

DEWIEST, R. J. M. **Geohydrology**. New York: John Willey & Sons, 1965.

DRISCOLL, F. C. **Groundwater and wells**. 2. ed., Minnesota: Johnson Division, 1986.

DOMENICO, P. A.; SCHWARTZ F. W. **Physical and Chemical Hydrogeology**. New York: John Willey & Sons, 1990.

DUPUIT, J. **Études théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables**. Paris: Dunod, 1863.

FEITOSA, E. C. et al. (a) **O Aquífero Cabeças no Vale do Gurguéia** - atualização dos conhecimentos. Recife: LABHID-UFPE/DNOCS, 1990. v. 1, 204 p. Relatório Inédito.

FEITOSA, E. C. et al. (b) Fronteiras Detectadas em Testes de Aquíferos na Formação Cabeças - PI. **Revista da Associação Brasileira de Águas Subterráneas**, São Paulo, v. 13, n.1, p. 63-74, ago. 1990.

- FEITOSA, F. A. C. **Estudo hidrogeológico do Aquífero Cabeças no Médio Vale do Rio Gurguéia/PI**. Recife. 1990. Dissertação (Mestrado) - Instituto de Geociências, UFPE, Recife, 1990.
- \_\_\_\_\_. **Introdução à Hidráulica de Poços**. In: CURSOS DE TECNOLOGIA HIDROGEOLÓGICA APLICADA, 1º, 2º, 3º. Recife: UFPE; CPRM. 1994-1996. Inédito.
- \_\_\_\_\_. **Testes de bombeamento em poços tubulares**. Belo Horizonte: ABAS- Núcleo MG, 2008. Apostila de Curso. Inédito.
- FEITOSA, F. A. C.; MANOEL FILHO, J. (Coord.) **Hidrogeologia: conceitos e aplicações**. 2. ed. rev. Fortaleza: CPRM; LABHID-UFPE, 2000. 391 p. il.
- FEITOSA, F. A. C.; DEMETRIO, J. G. A. Hidráulica de Poços. In: GONÇALES, V. G. ; GIAMPÁ, C. E. Q. (Ed.) **Águas subterrâneas e poços tubulares profundos**. São Paulo, 2006. Cap. 11 p. 305 - 351.
- FETTER, C. W. **Applied Hydrogeology**. 3. ed. New York: Macmillan Publishing Company, 1994.
- FORCHHEIMER, P. **Hydraulik**. Berlin: B.G. Teubner Verlagsgesellschaft, 1930.
- FREEZE, R. A.; CHERRY, J. A. **Groundwater**. Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1979.
- HANTUSH, M. S. **Hydraulics of Wells**. In: ADVANCES in Hydroscience. New York: Ed. V. T. Chow, 1964. v.1.
- \_\_\_\_\_. Analysis of data from pumping tests in leaky aquifers. **Transactions American Geophysical Union**, v.37, n.6, p.702-714 [s. d.]
- HANTUSH, M. S.; JACOB, C. E. Non-steady radial flow in an infinite leaky aquifer. **Transactions American Geophysical Union**, v. 36, n. 1, p. 95-100, 1966.
- HUISMAN, L. **Groundwater Recovery**. New York: The Macmillan Press, 1975.
- JACOB, C. E. On the flow of water in an elastic artesian aquifer. **Transactions American Geophysical Union**, pt. 2, p. 574-586. 1940.
- \_\_\_\_\_. Correlation of groundwater levels and precipitation on Long Island, N.Y, New York Dept. Conserv. **Water Power and Control Commission Bull.** GW-14. 1945.
- \_\_\_\_\_. Radial flow in a leaky artesian aquifer. **Transactions American Geophysical Union**, v.27, n. 2, p.198-208. 1946.
- \_\_\_\_\_. Drawdown test to determine effective radius of artesian well. **Transactions American Geophysical Union**, v.112, n.2321, p.1047-1064, 1947.
- KRUSEMAN, G. P.; DE RIDDER, N. A. **Analysis and evaluation of pumping test data**. 2. ed. The Netherlands: International Institute for Land Reclamation and Improvement, 1994.
- LOHMAN, S. W. **Hidraulica subterranea**. Barcelona: Ed. Ariel, 1977.
- MANOEL FILHO, J. **Elementos de hidrogeologia prática**. 2. ed. Recife: SUDENE, 1967. (Série Hidrogeologia, 13).
- MANOEL FILHO, J. & RIJO, L. **Estudo hidrogeológico da planície aluvial de Morada Nova - CE**. Recife: SUDENE, 1968 (Série Hidrogeologia, 13), 1968.
- MARTINEZ, M. V.; LOPEZ, A. I. **Poços e Acuiferos: técnicas de evaluación mediante ensayos de bombeo**. Madrid: Instituto Geologico y Minero de España, 1984.
- PAPADOPULOS, I. S.; COOPER H. H. Jr. Drawdown in a well of large diameter. **Water Resources Res.** v. 3, n. 1, p. 241-244, 1967.
- POLUBARINOVA-KOCHINA, P. Y. **Theory of groundwater movement**. Princeton, N.J.: Univ. Press, 1962. 613 p.
- SÃO PAULO (Estado) - INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. **Manual de métodos para interpretação de ensaios de aquíferos**. São Paulo, 1988. 259 p. Relatório Técnico n. 25.699.
- THEIS, C. V. The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage, **Transactions American Geophysical Union**, 16th Ann. Meeting, part 2. 1935.
- THIEM, A. Die ergebnigkeit artesischer bohrlocher, schachtbrunnen, und filtergallerien. **J. Gasbeleuchtung Wasserversorgung**, v. 14. 1870.
- THIEM, G. **Hydrologische methody**. Leipzig, 1906. 56 p.
- TODD, D. K. **Groundwater hidrology**. 2. ed. California: John Willey, 1960.
- TOLMAN, C. F. **Ground water**. New York: McGraw Hill, 1937. 593 p.
- WALTON, W. C. **Groundwater resource evaluation**. McGraw-Hill, Kogakusha, LTD, 1970.
- \_\_\_\_\_. **Selected analytical methods for well and aquifer evaluation**. Illinois : Statewater Survey. Urbana, 1962. p. 81.

## Anexos - Funções Tabeladas

Anexo 6.4.1 Funções  $e^x$ ,  $K_0(x)$  e  $e^x K_0(x)$ 

x	$e^x$	$K_0(x)$	$e^x K_0(x)$	x	$e^x$	$K_0(x)$	$e^x K_0(x)$	x	$e^x$	$K_0(x)$	$e^x K_0(x)$
0,010	1,0101	4,7212	4,7687	0,072	1,0747	2,7519	2,9573	0,440	1,5527	1,0321	1,6025
0,011	1,0111	4,6260	4,6771	0,073	1,0757	2,7382	2,9455	0,450	1,5683	1,0129	1,5886
0,012	1,0121	4,5290	4,5938	0,074	1,0768	2,7247	2,9340	0,460	1,5841	0,9943	1,5750
0,013	1,0131	4,4590	4,5173	0,075	1,0779	2,7114	2,9226	0,470	1,6000	0,9761	1,5671
0,014	1,0141	4,3849	4,4467	0,076	1,0790	2,6983	2,9113	0,480	1,6161	0,9584	1,5489
0,015	1,0151	4,3159	4,3812	0,077	1,0800	2,6853	2,9002	0,490	1,6323	0,9412	1,5363
0,016	1,0161	4,2514	4,3200	0,078	1,0811	2,6726	2,8894	0,500	1,6487	0,9244	1,5241
0,017	1,0171	4,1908	4,2627	0,079	1,0822	2,6599	2,8786	0,510	1,6653	0,9081	1,5122
0,018	1,0182	4,1337	4,2088	0,080	1,0833	2,6475	2,8680	0,520	1,6820	0,8921	1,5006
0,019	1,0192	4,0797	4,1580	0,081	1,0844	2,6352	2,8575	0,530	1,6989	0,9766	1,4892
0,020	1,0202	4,0285	4,1098	0,082	1,0855	2,6231	2,8472	0,540	1,7160	0,8614	1,4781
0,021	1,0212	3,9797	4,0642	0,083	1,0865	2,6111	2,8370	0,550	1,7333	0,9466	1,4673
0,022	1,0222	3,9332	4,0207	0,084	1,0876	2,5992	2,8270	0,560	1,7507	0,8321	1,4567
0,023	1,0233	3,8888	3,9793	0,085	1,0887	2,5875	2,8171	0,570	1,7683	0,8180	1,4464
0,024	1,0243	3,8463	3,9398	0,086	1,0898	2,5759	2,8073	0,580	1,7860	0,8042	1,4363
0,025	1,0253	3,8056	3,9019	0,087	1,0909	2,5646	2,7976	0,590	1,8040	0,7907	1,4264
0,026	1,0263	3,7664	3,8656	0,088	1,0920	2,5532	2,7881	0,600	1,8221	0,7775	1,4167
0,027	1,0274	3,7287	3,8307	0,089	1,0931	2,5421	2,7787	0,610	1,8404	0,7646	1,4073
0,028	1,0284	3,6924	3,7972	0,090	1,0942	2,5310	2,7694	0,620	1,8589	0,7520	1,3980
0,029	1,0294	3,6574	3,7650	0,091	1,0953	2,5204	2,7602	0,630	1,8776	0,7397	1,3889
0,030	1,0305	3,6235	3,7339	0,092	1,0964	2,5093	2,7511	0,640	1,8965	0,7277	1,3800
0,031	1,0315	3,5908	3,7039	0,093	1,0975	2,4986	2,7421	0,650	1,9155	0,7159	1,3713
0,032	1,0325	3,5591	3,6749	0,094	1,0986	2,4881	2,7333	0,660	1,9348	0,7043	1,3627
0,033	1,0336	3,5284	3,6468	0,095	1,0997	2,4776	2,7246	0,670	1,9542	0,6930	1,3543
0,034	1,0346	3,4986	3,6196	0,096	1,1008	2,4673	2,7159	0,680	1,9739	0,6820	1,3461
0,035	1,0356	3,4697	3,5933	0,097	1,1019	2,4571	2,7074	0,690	1,9937	0,6711	1,3380
0,036	1,0367	3,4416	3,5678	0,098	1,1030	2,4470	2,6989	0,700	2,0138	0,6605	1,3301
0,037	1,0377	3,4143	3,5430	0,099	1,1041	2,4370	2,6906	0,710	2,0340	0,6501	1,3223
0,038	1,0387	3,3877	3,5189	0,100	1,1052	2,4271	2,6823	0,720	2,0544	0,6399	1,3147
0,039	1,0398	3,3618	3,4955	0,110	1,1163	2,3333	2,6046	0,730	2,0751	0,6300	1,3072
0,040	1,0408	3,3365	3,4727	0,120	1,1275	2,2479	2,4345	0,740	2,0959	0,6202	1,2998
0,041	1,0419	3,6119	3,4505	0,130	1,1388	2,1695	2,4707	0,750	2,1170	0,6106	1,2926
0,042	1,0429	3,2879	3,4289	0,140	1,1503	2,0972	2,4123	0,760	2,1383	0,6012	1,2855
0,043	1,0439	3,2645	3,4079	0,150*	1,1618	2,0300	2,3585*	0,770	2,1598	0,5920	1,2785
0,044	1,0450	3,2415	3,3874	0,160	1,1735	1,9674	2,3088	0,780	2,1815	0,5829	1,2716
0,045	1,0460	3,2192	3,3673	0,170	1,1853	1,9088	2,2625	0,790	2,2034	0,5740	1,2649
0,046	1,0471	3,1973	3,3478	0,180	1,1972	1,8537	2,2193	0,800	2,2255	0,5653	1,2582
0,047	1,0481	3,1758	3,3287	0,190	1,2093	1,8018	2,1788	0,810	2,2479	0,5568	1,2517
0,048	1,0492	3,1549	3,3100	0,200	1,2214	1,7527	2,1408	0,820	2,2705	0,5484	1,2452
0,049	1,0502	3,1343	3,2918	0,210	1,2337	1,7062	2,1049	0,830	2,2933	0,5402	1,2389
0,050	1,0513	3,1142	3,2739	0,220	1,2461	1,6620	2,0710	0,840	2,3164	0,5321	1,2326
0,051	1,0523	3,0945	3,2564	0,230	1,2586	1,6199	2,0389	0,850	2,3397	0,5242	1,2265
0,052	1,0534	3,0752	3,2393	0,240	1,2713	1,5798	2,0084	0,860	2,3632	0,5165	1,2205
0,053	1,0544	3,0562	3,2226	0,250	1,2840	1,5415	1,9793	0,870	2,3869	0,5088	1,2145
0,054	1,0555	3,0376	3,2062	0,260	1,2969	1,5048	1,9517	0,880	2,4109	0,5013	1,2086
0,055	1,0565	3,0194	3,1901	0,270	1,3100	1,4697	1,9253	0,890	2,4351	0,4940	1,2029
0,056	1,0576	2,0018	3,1744	0,280	1,3231	1,4360	1,9000	0,900	2,4596	0,4867	1,1972
0,057	1,0587	2,9839	3,1589	0,290	1,3364	1,4036	1,8758	0,910	2,4843	0,4796	1,1916
0,058	1,0597	2,9666	3,1437	0,300	1,3499	1,3725	1,8526	0,920	2,5093	0,4727	1,1860
0,059	1,0608	2,9496	3,1288	0,310	1,3634	1,3425	1,8304	0,930	2,5345	0,4658	1,1806
0,060	1,0618	2,9329	3,1142	0,320	1,3771	1,3136	1,8089	0,940	2,5600	0,4591	1,1752
0,061	1,0629	2,9165	3,0999	0,330	1,3910	1,2857	1,7883	0,950	2,5857	0,4524	1,1699
0,062	1,0640	2,9003	3,0858	0,340	1,4050	1,2587	1,7685	0,960	2,6117	0,4459	1,1647
0,063	1,0650	2,8844	3,0719	0,350	1,4191	1,2327	1,7493	0,970	2,6379	0,4396	1,1595
0,064	1,0661	2,8677	3,0584	0,360	1,4333	1,2075	1,7308	0,980	2,6645	0,4333	1,1544
0,065	1,0672	2,8534	3,0450	0,370	1,4477	1,1832	1,7129	0,990	2,6912	0,4271	1,1494
0,066	1,0682	2,8382	3,0319	0,380	1,4623	1,1596	1,6956	1,000	2,7183	0,4210	1,1445
0,067	1,0693	2,8233	3,0189	0,390	1,4770	1,1367	1,6789	1,100	3,0042	0,3656	1,0983
0,068	1,0704	2,8086	3,0062	0,400	1,4918	1,1145	1,6627	1,200	3,3201	0,3185	1,0575
0,069	1,0714	2,7941	2,9937	0,410	1,5068	1,0930	1,6470	1,300	3,6693	0,2782	1,0210
0,070	1,0725	2,7798	2,9814	0,420	1,5220	1,0721	1,6317	1,400	4,0552	0,2437	0,9881
0,071	1,0736	2,7657	2,9693	0,430	1,5373	1,0518	1,6169	1,500	4,4817	0,2138	0,9582

(\*) - Exemplo 6.4.6

x	e <sup>x</sup>	K <sub>0</sub> (x)	e <sup>x</sup> K <sub>0</sub> (x)	x	e <sup>x</sup>	K <sub>0</sub> (x)	e <sup>x</sup> K <sub>0</sub> (x)	x	e <sup>x</sup>	K <sub>0</sub> (x)	e <sup>x</sup> K <sub>0</sub> (x)
1,600	4,9530	0,1880	0,9309	2,800	16,4446	0,0438	0,7206	4,000	54,5982	0,0112	0,6093
1,700	5,4739	0,1655	0,9059	2,900	18,1742	0,0390	0,7089	4,100	60,3403	0,0100	0,6022
1,800	6,0496	0,1459	0,8828	3,000	20,0855	0,0347	0,6978	4,200	66,6863	0,0089	0,5953
1,900	6,6859	0,1288	0,8614	3,100	22,1980	0,0310	0,6871	4,300	73,6998	0,0080	0,5887
2,000	7,3891	0,1139	0,8416	3,200	24,5325	0,0276	0,6770	4,400	81,4509	0,0071	0,5823
2,100	8,1662	0,1008	0,8230	3,300	27,1126	0,0246	0,6673	4,500	90,0171	0,0064	0,5761
2,200	9,0250	0,0893	0,8057	3,400	29,9641	0,0220	0,6580	4,600	99,4843	0,0057	0,5701
2,300	9,9742	0,0791	0,7894	3,500	33,1155	0,0196	0,5490	4,700	109,9472	0,0051	0,5643
2,400	11,0232	0,0702	0,7740	3,600	36,5982	0,0175	0,6405	4,800	121,5104	0,0046	0,5586
2,500	12,1825	0,0623	0,7596	3,700	40,4473	0,0156	0,6322	4,900	134,2898	0,0041	0,5531
2,600	13,4637	0,0554	0,7459	3,800	44,7012	0,0140	0,6243	5,000	148,4132	0,0037	0,5478
2,700	14,8797	0,0493	0,7329	3,900	49,4025	0,0125	0,6166				

### Anexo 6.4.2 Função K<sub>1</sub>(x)

x	K <sub>1</sub> (x)	x	K <sub>1</sub> (x)	x	K <sub>1</sub> (x)	x	K <sub>1</sub> (x)	x	K <sub>1</sub> (x)	x	K <sub>1</sub> (x)	x	K <sub>1</sub> (x)
0,00		0,63	1,21859	1,26	0,39599	1,89	0,16180	2,52	0,07208	3,15	0,03358	3,78	0,01607
0,01	99,97389	0,64	1,19227	1,27	0,38997	1,90	0,15966	2,53	0,07119	3,16	0,03318	3,79	0,01589
0,02	49,95472	0,65	1,16676	1,28	0,38405	1,91	0,15755	2,54	0,07031	3,17	0,03279	3,80	0,01571
0,03	33,27149	0,66	1,14204	1,29	0,37825	1,92	0,15547	2,55	0,06945	3,18	0,03240	3,81	0,01553
0,04	24,92329	0,67	1,11806	1,30	0,37255	1,93	0,15341	2,56	0,06859	3,19	0,03202	3,82	0,01535
0,05	19,90967	0,68	1,09479	1,31	0,36695	1,94	0,15139	2,57	0,06775	3,20	0,03164	3,83	0,01517
0,06	16,56373	0,69	1,07221	1,32	0,36145	1,95	0,14940	2,58	0,06692	3,21	0,03127	3,84	0,01500
0,07	14,17100	0,70	1,05028	1,33	0,35605	1,96	0,14744	2,59	0,06609	3,22	0,03090	3,85	0,01483
0,08	12,37421	0,71	1,02898	1,34	0,35075	1,97	0,14550	2,60	0,06528	3,23	0,03054	3,86	0,01466
0,09	10,97486	0,72	1,00829	1,35	0,34554	1,98	0,14360	2,61	0,06448	3,24	0,03018	3,87	0,01449
0,10	9,85384	0,73	0,98817	1,36	0,34043	1,99	0,14172	2,62	0,06369	3,25	0,02983	3,88	0,01432
0,11	8,93534	0,74	0,96861	1,37	0,33540	2,00	0,13987	2,63	0,06292	3,26	0,02948	3,89	0,01416
0,12	8,16878	0,75	0,94958	1,38	0,33046	2,01	0,13804	2,64	0,06215	3,27	0,02913	3,90	0,01400
0,13	7,51919	0,76	0,93107	1,39	0,32561	2,02	0,13624	2,65	0,06139	3,28	0,02879	3,91	0,01384
0,14	6,96154	0,77	0,91305	1,40	0,32084	2,03	0,13447	2,66	0,06064	3,29	0,02845	3,92	0,01368
0,15	6,47750	0,78	0,89551	1,41	0,31615	2,04	0,13272	2,67	0,05990	3,30	0,02812	3,93	0,01353
0,16	6,05330	0,79	0,87842	1,42	0,31154	2,05	0,13100	2,68	0,05917	3,31	0,02779	3,94	0,01337
0,17	5,67842	0,80	0,86178	1,43	0,30701	2,06	0,12930	2,69	0,05845	3,32	0,02746	3,95	0,01322
0,18	5,34467	0,81	0,84557	1,44	0,30256	2,07	0,12763	2,70	0,05774	3,33	0,02714	3,96	0,01307
0,19	5,04558	0,82	0,82976	1,45	0,29819	2,08	0,12598	2,71	0,05704	3,34	0,02682	3,97	0,01292
0,20	4,77597	0,83	0,81435	1,46	0,29389	2,09	0,12435	2,72	0,05634	3,35	0,02651	3,98	0,01277
0,21	4,53167	0,84	0,79933	1,47	0,28966	2,10	0,12275	2,73	0,05566	3,36	0,02620	3,99	0,01263
0,22	4,30923	0,85	0,78468	1,48	0,28550	2,11	0,12117	2,74	0,05498	3,37	0,02589	4,00	0,01248
0,23	4,10582	0,86	0,77038	1,49	0,28141	2,12	0,11961	2,75	0,05432	3,38	0,02559	4,01	0,01234
0,24	3,91908	0,87	0,75643	1,50	0,27739	2,13	0,11807	2,76	0,05366	3,39	0,02529	4,02	0,01220
0,25	3,74703	0,88	0,74281	1,51	0,27343	2,14	0,11655	2,77	0,05301	3,40	0,02500	4,03	0,01206
0,26	3,58797	0,89	0,72952	1,52	0,26954	2,15	0,11506	2,78	0,05237	3,41	0,02471	4,04	0,01193
0,27	3,44049	0,90	0,71653	1,53	0,26572	2,16	0,11359	2,79	0,05174	3,42	0,02442	4,05	0,01179
0,28	3,30335	0,91	0,70385	1,54	0,26196	2,17	0,11213	2,80	0,05111	3,43	0,02414	4,06	0,01166
0,29	3,17549	0,92	0,69147	1,55	0,25826	2,18	0,11070	2,81	0,05050	3,44	0,02385	4,07	0,01152
0,30	3,05599	0,93	0,67937	1,56	0,25462	2,19	0,10929	2,82	0,04989	3,45	0,02358	4,08	0,01139
0,31	2,94406	0,94	0,66754	1,57	0,25104	2,20	0,10790	2,83	0,04929	3,46	0,02330	4,09	0,01126
0,32	2,83898	0,95	0,65598	1,58	0,24751	2,21	0,10652	2,84	0,04869	3,47	0,02303	4,10	0,01114
0,33	2,74016	0,96	0,64468	1,59	0,24404	2,22	0,10517	2,85	0,04811	3,48	0,02276	4,11	0,01104
0,34	2,64703	0,97	0,63363	1,60	0,24063	2,23	0,10383	2,86	0,04753	3,49	0,02250	4,12	0,01089
0,35	2,55912	0,98	0,62282	1,61	0,23728	2,24	0,10252	2,87	0,04696	3,50	0,02224	4,13	0,01076
0,36	2,47601	0,99	0,61225	1,62	0,23397	2,25	0,10122	2,88	0,04639	3,51	0,02198	4,14	0,01064
0,37	2,39730	1,00	0,60191	1,63	0,23072	2,26	0,09993	2,89	0,04584	3,52	0,02173	4,15	0,01052
0,38	2,32265	1,01	0,59179	1,64	0,22753	2,27	0,09867	2,90	0,04529	3,53	0,02147	4,16	0,01040
0,39	2,25167	1,02	0,58189	1,65	0,22438	2,28	0,09742	2,91	0,04474	3,54	0,02123	4,17	0,01028
0,40	2,18435	1,03	0,57219	1,66	0,22128	2,29	0,09620	2,92	0,04421	3,55	0,02098	4,18	0,01017
0,41	2,12018	1,04	0,56270	1,67	0,21823	2,30	0,09498	2,93	0,04368	3,56	0,02074	4,19	0,01005
0,42	2,05900	1,05	0,55341	1,68	0,21523	2,31	0,09379	2,94	0,04316	3,57	0,02050	4,20	0,00991
0,43	2,00062	1,06	0,54432	1,69	0,21227	2,32	0,09261	2,95	0,04264	3,58	0,02026	4,21	0,00983
0,44	1,94485	1,07	0,53541	1,70	0,20936	2,33	0,09144	2,96	0,04213	3,59	0,02003	4,22	0,00971
0,45	1,89152	1,08	0,52668	1,71	0,20650	2,34	0,09029	2,97	0,04163	3,60	0,01979	4,23	0,00961
0,46	1,84048	1,09	0,51814	1,72	0,20368	2,35	0,08916	2,98	0,04113	3,61	0,01957	4,24	0,00950
0,47	1,79157	1,10	0,50976	1,73	0,20090	2,36	0,08804	2,99	0,04064	3,62	0,01934	4,25	0,00939
0,48	1,74467	1,11	0,50155	1,74	0,19187	2,37	0,08694	3,00	0,04016	3,63	0,01912	4,26	0,00928

x	K <sub>i</sub> (x)	x	K <sub>i</sub> (x)	x	K <sub>i</sub> (x)	x	K <sub>i</sub> (x)	x	K <sub>i</sub> (x)	x	K <sub>i</sub> (x)	x	K <sub>i</sub> (x)
0,49	1,69967	1,12	0,49351	1,75	0,19548	2,38	0,08586	3,01	0,03968	3,64	0,01890	4,27	0,00918
0,50	1,65644	1,13	0,48563	1,76	0,19283	2,39	0,08478	3,02	0,03921	3,65	0,01868	4,28	0,00908
0,51	1,61489	1,14	0,47790	1,77	0,19022	2,40	0,08372	3,03	0,03874	3,66	0,01846	4,29	0,00897
0,52	1,57492	1,15	0,47033	1,78	0,18765	2,41	0,08268	3,04	0,03828	3,67	0,01825	4,30	0,00887
0,53	1,53645	1,16	0,46290	1,79	0,18512	2,42	0,08165	3,05	0,03782	3,68	0,01804	4,31	0,00877
0,54	1,49938	1,17	0,45561	1,80	0,18262	2,43	0,08063	3,06	0,03738	3,69	0,01783	4,32	0,00867
0,55	1,46366	1,18	0,44847	1,81	0,18017	2,44	0,07963	3,07	0,03693	3,70	0,01763	4,33	0,00858
0,56	1,42921	1,19	0,44146	1,82	0,17775	2,45	0,07864	3,08	0,03649	3,71	0,01743	4,34	0,00848
0,57	1,39596	1,20	0,43459	1,83	0,17537	2,46	0,07767	3,09	0,03606	3,72	0,01722	4,35	0,00838
0,58	1,36385	1,21	0,42785	1,84	0,17302	2,47	0,07670	3,10	0,03563	3,73	0,01703	4,36	0,00829
0,59	1,33282	1,22	0,42124	1,85	0,17071	2,48	0,07575	3,11	0,03521	3,74	0,01683	4,37	0,00820
0,60	1,30283	1,23	0,41474	1,86	0,13843	2,49	0,07482	3,12	0,03480	3,75	0,01664	4,38	0,00810
0,61	1,27383	1,24	0,40838	1,87	0,16619	2,50	0,07389	3,13	0,03438	3,76	0,01645	4,39	0,00801
0,62	1,24576	1,25	0,40212	1,88	0,16398	2,51	0,07298	3,14	0,03398	3,77	0,01626	4,40	0,00792

### Anexo 6.4.3 Função W(u)

u	x 10 <sup>-15</sup>	x 10 <sup>-14</sup>	x 10 <sup>-13</sup>	x 10 <sup>-12</sup>	x 10 <sup>-11</sup>	x 10 <sup>-10</sup>	x 10 <sup>-9</sup>	x 10 <sup>-8</sup>	x 10 <sup>-7</sup>	x 10 <sup>-6</sup>	x 10 <sup>-5</sup>	x 10 <sup>-4</sup>	x 10 <sup>-3</sup>
1,0	33,9616	31,6590	29,3564	27,0538	24,7512	22,4486	20,1460	17,8435	15,5409	13,2383	10,9357	8,6332	6,3315
1,1	33,8662	31,5637	29,2611	26,9585	24,6559	22,5533	20,0507	17,7482	15,4456	13,1430	10,8404	8,5379	6,2363
1,2	33,7792	31,4767	29,1741	26,8715	24,5689	22,2663	19,9637	17,6611	15,3586	13,0560	10,7534	8,4509	6,1494
1,3	33,6992	31,3960	29,0940	26,7914	24,4889	22,1863	19,8837	17,5811	15,2785	12,9759	10,6734	8,3709	6,0695
1,4	33,6251	31,3225	29,0199	26,7173	24,4247	22,1122	19,8096	17,5070	15,2044	12,9018	10,5993	8,2968	5,9955
1,5	33,5561	31,2535	28,9509	26,6483	24,3458	22,0432	19,7406	17,4380	15,1354	12,8328	10,5303	8,2278	5,9266
1,6	33,4916	31,1890	28,8864	26,5838	24,2812	21,9786	19,6760	17,3735	15,0709	12,7683	10,4657	8,1634	5,8621
1,7	33,4309	31,1283	28,8258	26,5232	24,2206	21,9180	19,6154	17,3128	15,0103	12,7077	10,4051	8,1027	5,8016
1,8	33,3738	31,0712	28,7686	26,4660	24,1634	21,8608	19,5583	17,2557	14,9531	12,6505	10,3479	8,0455	5,7446
1,9	33,3197	31,0171	28,7145	26,4119	24,1094	21,8068	19,5042	17,2016	14,8990	12,5964	10,2939	7,9915	5,6906
2,0	33,2684	30,9658	28,6632	26,3607	24,0581	21,7555	19,4529	17,1503	14,8477	12,5451	10,2426	7,9402	5,6394
2,1	33,2196	30,9170	28,6145	26,3119	24,0093	21,7067	19,4041	17,1015	14,7989	12,4964	10,1938	7,8914	5,5907
2,2	33,1731	30,8705	28,5679	26,2653	23,9628	21,6602	19,3576	17,0550	14,7524	12,4498	10,1473	7,8449	5,5443
2,3	33,1286	30,8261	28,5235	26,2209	23,9183	21,6157	19,3131	17,0106	14,7080	12,4054	10,1028	7,8004	5,4999
2,4	33,0861	30,7835	28,4809	26,1783	23,8758	21,5732	19,2706	16,9680	14,6654	12,3628	10,0603	7,7579	5,4575
2,5	33,0453	30,7427	28,4401	26,1342	23,8349	21,5323	19,2298	16,9272	14,6246	12,3220	10,0194	7,7172	5,4167
2,6	33,0060	30,7035	28,4009	26,0983	23,7957	21,4931	19,1905	16,8880	14,5854	12,2828	9,9802	7,6779	5,3776
2,7	32,9683	30,6657	28,3631	26,0606	23,7580	21,4554	19,1528	16,8502	14,5476	12,2450	9,9425	7,6401	5,3400
2,8	32,9319	30,6294	28,3268	26,0242	23,7216	21,4190	19,1164	16,8138	14,5113	12,2087	9,9061	7,6038	5,3037
2,9	32,8968	30,5943	28,2917	25,9891	23,6865	21,3839	19,0813	16,7788	14,4762	12,1736	9,8710	7,5687	5,2687
3,0	32,8629	30,5604	28,2578	25,9552	23,6526	21,3500	19,0474	16,7449	14,4423	12,1397	9,8371	7,5348	5,2349
3,1	32,8302	30,5276	28,2250	25,9224	23,6198	21,3172	19,0146	16,7121	14,4095	12,1069	9,8043	7,5020	5,2022
3,2	32,7984	30,4958	28,1932	25,8907	23,5881	21,2855	18,9829	16,6803	14,3777	12,0751	9,7726	7,4703	5,1706
3,3	32,7676	30,4651	28,1625	25,8599	23,5573	21,2547	18,9521	16,6495	14,3470	12,0444	9,7418	7,4395	5,1399
3,4	32,7378	30,4352	28,1326	25,8300	23,5274	21,2249	18,9223	16,6197	14,3171	12,0145	9,7120	7,4097	5,1102
3,5	32,7088	30,4062	28,1036	25,8010	23,4985	21,1959	18,8933	16,5907	14,2881	11,9855	9,6830	7,3807	5,0813
3,6	32,6806	30,3780	28,0755	25,7729	23,4703	21,1677	18,8651	16,5625	14,2599	11,9574	9,6548	7,3526	5,0532
3,7	32,6532	30,3506	28,0481	25,7455	23,4429	21,1403	18,8377	16,5351	14,2325	11,9300	9,6274	7,3252	5,0259
3,8	32,6266	30,3240	28,0214	25,7188	23,4162	21,1136	18,8110	16,5085	14,2059	11,9033	9,6007	7,2985	4,9993
3,9	32,6006	30,2980	27,9954	25,6928	23,3902	21,0877	18,7851	16,4825	14,1799	11,8773	9,5748	7,2725	4,9735
4,0	32,5753	30,2727	27,9701	25,6675	23,3649	21,0623	18,7598	16,4572	14,1546	11,8520	9,5495	7,2472	4,9482
4,1	32,5506	30,2480	27,9454	25,6428	23,3402	21,0376	18,7351	16,4325	14,1299	11,8273	9,5248	7,2225	4,9236
4,2	32,5265	30,2239	27,9213	25,6187	23,3161	21,0136	18,7110	16,4084	14,1058	11,8032	9,5007	7,1985	4,8997
4,3	32,5029	30,2004	27,8978	25,5952	23,2926	20,9900	18,6874	16,3848	14,0823	11,7797	9,4771	7,1749	4,8762
4,4	32,4800	30,1774	27,8748	25,5722	23,2696	20,9690	18,6644	16,3619	14,0593	11,7567	9,4541	7,1520	4,8533
4,5	32,4575	30,1549	27,8523	25,5497	23,2471	20,9446	18,6420	16,3394	14,0368	11,7342	9,4317	7,1295	4,8310
4,6	32,4355	30,1329	27,8303	25,5277	23,2252	20,9226	18,6200	16,3174	14,0148	11,7122	9,4097	7,1075	4,8091
4,7	32,4140	30,1114	27,8088	25,5062	23,2037	20,9011	18,5985	16,2959	13,9933	11,6907	9,3882	7,0860	4,7877
4,8	32,3929	30,0904	27,7878	25,4852	23,1826	20,8800	18,5774	16,2748	13,9723	11,6697	9,3671	7,0650	4,7667
4,9	32,3723	30,0697	27,7672	25,4646	23,1620	20,8594	18,5568	16,2542	13,9516	11,6491	9,3465	7,0444	4,7462
5,0	32,3521	30,0495	27,7470	25,4444	23,1418	20,8392	18,5366	16,2340	13,9314	11,6289	9,3263	7,0242	4,7261
5,1	32,3323	30,0297	27,7271	25,4246	23,1220	20,8194	18,5168	16,2142	13,9116	11,6091	9,3065	7,0074	4,7064
5,2	32,3129	30,0103	27,7077	25,4051	23,1026	20,8000	18,4974	16,1948	13,8922	11,5896	9,2871	6,9850	4,6871
5,3	32,2939	29,9913	27,6887	25,3861	23,0835	20,7890	18,4783	16,1759	13,8732	11,5706	9,2681	6,9659	4,6681
5,4	32,2752	29,9726	27,6700	25,3674	23,0648	20,7622	18,4596	16,1571	13,8545	11,5519	9,2494	6,9473	4,6495
5,5	32,2568	29,9542	27,6516	25,3491	23,0465	20,7439	18,4413	16,1387	13,8361	11,5336	9,2310	6,9289	4,6313
5,6	32,2388	29,9362	27,6336	25,3310	23,0285	20,7259	18,4233	16,1207	13,8181	11,5155	9,2130	6,9109	4,6134
5,7	32,2211	29,9185	27,6159	25,3133	23,0108	20,7082	18,4056	16,1030	13,8004	11,4978	9,1953	6,8932	4,5958

u	x 10 <sup>-15</sup>	x 10 <sup>-14</sup>	x 10 <sup>-13</sup>	x 10 <sup>-12</sup>	x 10 <sup>-11</sup>	x 10 <sup>-10</sup>	x 10 <sup>-9</sup>	x 10 <sup>-8</sup>	x 10 <sup>-7</sup>	x 10 <sup>-6</sup>	x 10 <sup>-5</sup>	x 10 <sup>-4</sup>	x 10 <sup>-3</sup>
5,8	32,2037	29,9011	27,5985	25,2959	22,9934	20,6908	18,3882	16,0856	13,7830	11,4804	9,1779	6,8758	4,5785
5,9	32,1866	29,8840	27,5814	25,2789	22,9763	20,6737	18,3711	16,0685	13,7659	11,4633	9,1608	6,8588	4,5615
6,0	32,1698	29,8672	27,5646	25,2620	22,9595	20,6569	18,3543	16,0517	13,7491	11,4465	9,1440	6,8420	4,5448
6,1	32,1533	29,8507	27,5481	25,2455	22,9429	20,6403	18,3378	16,0352	13,7326	11,4300	9,1275	6,8254	4,5283
6,2	32,1370	29,8344	27,5318	25,2293	22,9267	20,6241	18,3215	16,0489	13,7163	11,4138	9,1112	6,8092	4,5122
6,3	32,1210	29,8141	27,5159	25,2133	22,9107	20,6081	18,3055	16,0029	13,7003	11,3978	9,0952	6,7932	4,4963
6,4	32,1053	29,8027	27,5001	25,1975	22,8949	20,5923	18,2898	15,9872	13,6846	11,3820	9,0795	6,7775	4,4806
6,5	32,0898	29,7872	27,4846	25,1820	22,8794	20,5768	18,2742	15,9717	13,6691	11,3665	9,0640	6,7620	4,4652
6,6	32,0745	29,7719	27,4693	25,1667	22,8641	20,5616	18,2590	15,9564	13,6538	11,3512	9,0487	6,7467	4,4501
6,7	32,0595	29,7569	27,4543	25,1517	22,8491	20,5465	18,2439	15,9414	13,6388	11,3362	9,0337	6,7317	4,4351
6,8	32,0446	29,7421	27,4395	25,1369	22,8343	20,5317	18,2291	15,9265	13,6240	11,3214	9,0189	6,7169	4,4204
6,9	32,0300	29,7275	27,4249	25,1223	22,8197	20,5171	18,2145	15,9119	13,6094	11,3068	9,0043	6,7023	4,4059
7,0	32,0156	29,7131	27,4105	25,1079	22,8053	20,5027	18,2001	15,8976	13,5950	11,2924	8,9899	6,6879	4,3916
7,1	32,0015	29,6889	27,3963	25,0937	22,7911	20,4885	18,1860	15,8834	13,5808	11,2782	8,9757	6,6737	4,3775
7,2	31,9875	29,6849	27,3823	25,0797	22,7771	20,4746	18,1720	15,8694	13,5668	11,2642	8,9717	6,6598	4,3636
7,3	31,9737	29,6711	27,3685	25,0659	22,7633	20,4608	18,1582	15,8556	13,5530	11,2504	8,9479	6,6460	4,3500
7,4	31,9601	29,6575	27,3549	25,0523	22,7497	20,4472	18,1446	15,8420	13,5394	11,2368	8,9343	6,6324	4,3364
7,5	31,9467	29,6441	27,3415	25,0389	22,7363	20,4337	18,1311	15,8286	13,5260	11,2234	8,9209	6,6190	4,3231
7,6	31,9334	29,6308	27,3282	25,0257	22,7231	20,4205	18,1179	15,8153	13,5127	11,2102	8,9076	6,6057	4,3100
7,7	31,9203	29,6178	27,3152	25,0126	22,7100	20,4074	18,1048	15,8022	13,4997	11,1971	8,8946	6,5927	4,2970
7,8	31,9074	29,6048	27,3023	24,9997	22,6971	20,3945	18,0919	15,7893	13,4808	11,1842	8,8817	6,5798	4,2842
7,9	31,8947	29,5921	27,2895	24,9869	22,6844	20,3818	18,0792	15,7766	13,4740	11,1714	8,8689	6,5671	4,2716
8,0	31,8821	29,5795	27,2769	24,9744	22,6718	20,3692	18,0666	15,7640	13,4614	11,1589	8,8563	6,5545	4,2591
8,1	31,8697	29,5671	27,2645	24,9619	22,6594	20,3568	18,0542	15,7516	13,4490	11,1464	8,8439	6,5421	4,2468
8,2	31,8574	29,5548	27,2523	24,9497	22,6471	20,3445	18,0419	15,7391	13,4367	11,1342	8,8317	6,5298	4,2346
8,3	31,8453	29,5427	27,2401	24,9375	22,6350	20,3324	18,0298	15,7272	13,4246	11,1220	8,8195	6,5177	4,2226
8,4	31,8333	29,5307	27,2282	24,9256	22,6230	20,3204	18,0178	15,7152	13,4126	11,1101	8,8076	6,5057	4,2107
8,5	31,8215	29,5189	27,2163	24,9137	22,6112	20,3086	18,0060	15,7034	13,4008	11,0982	8,7957	6,4939	4,1990
8,6	31,8098	29,5072	27,2046	24,9020	22,5995	20,2969	17,9943	15,6917	13,3891	11,0865	8,7840	6,4822	4,1874
8,7	31,7982	29,4957	27,1931	24,8905	22,5879	20,2853	17,9827	15,6801	13,3776	11,0750	8,7725	6,4707	4,1759
8,8	31,7868	29,4842	27,1816	24,8790	22,5765	20,2739	17,9713	15,6687	13,3661	11,0635	8,7610	6,4592	4,1646
8,9	31,7755	29,4729	27,1703	24,8678	22,5652	20,2626	17,9600	15,6574	13,3548	11,0523	8,7497	6,4480	4,1534
9,0	31,7643	29,4618	27,1592	24,8566	22,5540	20,2514	17,9488	15,6462	13,3437	11,0411	8,7386	6,4368	4,1423
9,1	31,7533	29,4507	27,1481	24,8455	22,5429	20,2404	17,9378	15,6352	13,3326	11,0300	8,7275	6,4258	4,1313
9,2	31,7424	29,4398	27,1372	24,8346	22,5320	20,2294	17,9268	15,6243	13,3217	11,0191	8,7166	6,4148	4,1205
9,3	31,7315	29,4290	27,1264	24,8238	22,5212	20,2186	17,9160	15,6135	13,3109	11,0083	8,7058	6,4040	4,1098
9,4	31,7208	29,4183	27,1157	24,8131	22,5105	20,2079	17,9053	15,6028	13,3002	10,9976	8,6951	6,3934	4,0992
9,5	31,7103	29,4077	27,1051	24,8025	22,4999	20,1973	17,8948	15,5922	13,2896	10,9870	8,6845	6,3828	4,0887
9,6	31,6998	29,3972	27,0946	24,7920	22,4895	20,1869	17,8843	15,5817	13,2791	10,9765	8,6740	6,3723	4,0784
9,7	31,6894	29,3868	27,0843	24,7817	22,4791	20,1765	17,8739	15,5713	13,2688	10,9662	8,6637	6,3620	4,0681
9,8	31,6792	29,3766	27,0740	24,7714	22,4688	20,1663	17,8637	15,5611	13,2585	10,9559	8,6534	6,3517	4,0579
9,9	31,6690	29,3664	27,0639	24,7613	22,4587	20,1561	17,8535	15,5509	13,2483	10,9458	8,6433	6,3416	4,0479

u	x 10 <sup>-2</sup>	x 10 <sup>-1</sup>	x 10 <sup>0</sup>	u	x 10 <sup>-2</sup>	x 10 <sup>-1</sup>	x 10 <sup>0</sup>	u	x 10 <sup>-2</sup>	x 10 <sup>-1</sup>	x 10 <sup>0</sup>
1,0	4,0379	1,8229	0,2194	4,7	2,5268	0,5979	0,00163	8,4	1,9820	0,2891	0,00002415
1,1	3,9436	1,7371	0,1860	4,8	2,5068	0,5848	0,00145	8,5	1,9711	0,2840	0,00002162
1,2	3,8576	1,6595	0,1584	4,9	2,4871	0,5721	0,00129	8,6	1,9604	0,2790	0,00001936
1,3	3,7785	1,5889	0,1355	5,0	2,4679	0,5598	0,00114	8,7	1,9498	0,2742	0,00001733
1,4	3,7054	1,5241	0,1162	5,1	2,4491	0,5478	0,00102	8,8	1,9393	0,2694	0,00001552
1,5	3,6374	1,4645	0,1000	5,2	2,4306	0,5362	0,00090	8,9	1,9290	0,2647	0,00001390
1,6	3,5739	1,4092	0,08631	5,3	2,4126	0,5250	0,00080	9,0	1,9187	0,2602	0,00001245
1,7	3,5143	1,3578	0,07465	5,4	2,3948	0,5140	0,00071	9,1	1,9087	0,2557	0,00001115
1,8	3,4581	1,3098	0,06471	5,5	2,3775	0,5034	0,00064	9,2	1,8987	0,2513	0,000009988
1,9	2,4050	1,2649	0,05620	5,6	2,3604	0,4930	0,00057	9,3	1,8888	0,2470	0,000008948
2,0	2,3547	1,2227	0,04890	5,7	2,3437	0,4830	0,00050	9,4	1,8791	0,2429	0,000008018
2,1	2,3069	1,1829	0,04261	5,8	2,3273	0,4732	0,00045	9,5	1,8695	0,2387	0,000007185
2,2	2,2614	1,1454	0,03719	5,9	2,3111	0,4637	0,00040	9,6	1,8599	0,2347	0,000006439
2,3	2,2179	1,1099	0,03250	6,0	2,2953	0,4544	0,00036	9,7	1,8505	0,2308	0,000005771
2,4	2,1763	1,0762	0,02844	6,1	2,2797	0,4454	0,00032	9,8	1,8412	0,2269	0,000005173
2,5	2,1365	1,0443	0,02491	6,2	2,2645	0,4366	0,00028	9,9	1,8320	0,2231,	0,000004637
2,6	2,0983	1,0139	0,02185	6,3	2,2494	0,4280	0,0002555				
2,7	2,0615	0,9849	0,01918	6,4	2,2346	0,4197	0,0002279				
2,8	2,0261	0,9573	0,01686	6,5	2,2201	0,4115	0,0002034				
2,9	2,9920	0,9309	0,01482	6,6	2,2058	0,4036	0,0001816				
3,0	2,9591	0,9057	0,01305	6,7	2,1917	0,3959	0,0001621				
3,1	2,9273	0,8815	0,01149	6,8	2,1779	0,3838	0,0001448				



u	$x \cdot 10^{-2}$	$x \cdot 10^{-1}$	$x \cdot 10^0$	u	$x \cdot 10^{-2}$	$x \cdot 10^{-1}$	$x \cdot 10^0$
3,2	2,8965	0,8583	0,01013	6,9	2,1643	0,3810	0,0001293
3,3	2,8668	0,8361	0,00893	7,0	2,1508	0,3738	0,0001155
3,4	2,8379	0,8147	0,00789	7,1	2,1376	0,3668	0,0001032
3,5	2,8099	0,7941	0,00697	7,2	2,1246	0,3599	0,00009219
3,6	2,7827	0,7745	0,00616	7,3	2,1118	0,3532	0,00008239
3,7	2,7563	0,7554	0,00544	7,4	2,0991	0,3467	0,00007364
3,8	2,7306	0,7371	0,00482	7,5	2,0867	0,3403	0,00006583
3,9	2,7056	0,7194	0,00426	7,6	2,0744	0,3341	0,00005886
4,0	2,6813	0,7024	0,00377	7,7	2,0623	0,3280	0,00005263
4,1	2,6576	0,6859	0,00334	7,8	2,0503	0,3221	0,00004707
4,2	2,6344	0,6700	0,00296	7,9	2,0386	0,3163	0,00004210
4,3	2,6119	0,6546	0,00263	8,0	2,0269	0,3106	0,00003767
4,4	2,5899	0,6397	0,00233	8,1	2,0155	0,3050	0,00003370
4,5	2,5684	0,6253	0,00207	8,2	2,0042	0,2996	0,00003015
4,6	2,5474	0,6114	0,00184	8,3	1,9930	0,2943	0,00002699

### Anexo 6.4.4 Função W(u, r/B)

r/B u	0	0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,01	0,015	0,02
0	∞	14,0474	12,6611	11,8502	11,2748	10,8286	10,4640	10,1557	9,8887	9,6532	9,4425	8,6319	8,0569
0,000001	13,2383	13,0031	12,4417	11,8153	11,2711	10,8283	10,4640	10,1557	9,8887				
0,000002	12,5451	12,4240	12,1013	11,6716	11,2259	10,8174	10,4619	10,1554	9,8886	9,6532			
0,000003	12,1397	12,0581	11,8322	11,5098	11,1462	10,7849	10,4509	10,1523	9,8879	9,6530	9,4425		
0,000004	11,8520	11,7905	11,6168	11,3597	11,0555	10,7374	10,4291	10,1436	9,8849	9,6521	9,4422		
0,000005	11,6289	11,5795	11,4384	11,2248	10,9642	10,6822	10,3993	10,1290	9,8786	9,6496	9,4413		
0,000006	11,4465	11,4503	11,2866	11,1040	10,8764	10,6240	10,3640	10,1094	9,8686	9,6450	9,4394		
0,000007	11,2924	11,2570	11,1545	10,9951	10,7933	10,5652	10,3255	10,0862	9,8555	9,6382	9,4361	8,6319	
0,000008	11,1589	11,1279	11,0377	10,8962	10,7151	10,5072	10,2854	10,0602	9,8398	9,6292	9,4313	8,6318	
0,000009	11,0411	11,0135	10,8059	10,8059	10,6416	10,4508	10,2446	10,0324	9,8219	9,6182	9,4251	8,6316	
0,00001	10,9357	10,9109	10,8382	10,7228	10,5725	10,3963	10,2038	10,0034	9,8024	9,6059	9,4176	8,6313	8,0569
0,00002	10,2426	10,2301	10,1932	10,1332	10,0522	9,9530	9,8386	9,7126	9,5781	9,4383	9,2961	8,6152	8,0558
0,00003	9,8371	9,8288	9,8041	9,7635	9,7081	9,6392	9,5583	9,4671	9,3674	9,2611	9,1499	8,5737	8,0483
0,00004	9,5495	9,5432	9,5246	9,4940	9,4520	9,3992	9,3366	9,2653	9,1863	9,1009	9,0102	8,5168	8,0320
0,00005	9,3263	9,3213	9,3064	9,2818	9,5480	9,2052	9,1542	9,0957	9,0304	8,9591	8,8827	8,4533	8,0080
0,00006	9,1440	9,1398	9,1274	9,1069	9,0785	9,0426	8,9996	8,9500	8,8943	8,8332	8,7673	8,3880	7,9786
0,00007	8,9899	8,9863	8,9756	8,9580	8,9336	8,9027	8,8654	8,8224	8,7739	8,7204	8,6625	8,3233	7,9456
0,00008	8,8563	8,8532	8,8439	8,8284	8,8070	8,7798	8,7470	8,7090	8,6661	8,6186	8,5669	8,2603	7,9105
0,00009	8,7386	8,7358	8,7275	8,7138	8,6947	8,6703	8,6411	8,6071	8,5686	8,5258	8,4792	8,1996	7,8743
0,0001	8,6332	8,6308	8,6233	8,6109	8,5938	8,5717	8,5453	8,5145	8,4796	8,4407	8,3983	8,1414	7,8375
0,0002	7,9402	7,9390	7,9352	7,9290	7,9203	7,9092	7,8958	7,8800	7,8619	7,8416	7,8192	7,6780	7,4972
0,0003	7,5348	7,5340	7,5315	7,5274	7,5216	7,5141	7,5051	7,4945	7,4823	7,4686	7,4534	7,3562	7,2281
0,0004	7,2472	7,2466	7,2447	7,2416	7,2373	7,2317	7,2249	7,2169	7,2078	7,1974	7,1859	7,1119	7,0128
0,0005	7,0242	7,0237	7,0222	7,0197	7,0163	7,0118	7,0063	6,9999	6,9926	6,9843	6,9750	6,9152	6,8346
0,0006	6,8420	6,8416	6,8403	6,8383	6,8353	6,8316	6,8271	6,8218	6,8156	6,8086	6,8009	6,7508	6,6828
0,0007	6,6879	6,6876	6,6865	6,6848	6,6823	6,6790	6,6752	6,6706	6,6653	6,6594	6,6527	6,6096	6,5508
0,0008	6,5545	6,5542	6,5532	6,5517	6,5495	6,5467	6,5433	6,5393	6,5347	6,5295	6,5237	6,4858	6,4340
0,0009	6,4368	6,4365	6,4357	6,4344	6,4324	6,4299	6,4269	6,4233	6,4192	6,4146	6,4094	6,3757	6,3294
0,001	6,3315	6,3313	6,3305	6,3295	6,3276	6,3253	6,3226	6,3194	6,3157	6,3115	6,3069	6,2765	6,2347
0,002	5,6394	5,6393	5,6389	5,6383	5,6374	5,6363	5,6350	5,6334	5,6315	5,6294	5,6271	5,6118	5,5907
0,003	5,2349	5,2348	5,2346	5,2342	5,2336	5,2329	5,2320	5,2310	5,2297	5,2283	5,2267	5,2166	5,2025
0,004	4,9482	4,9482	4,9480	4,9477	4,9472	4,9467	4,9460	4,9453	4,9443	4,9433	4,9421	4,9345	4,9240
0,005	4,7261	4,7260	4,7259	4,7256	4,7253	4,7249	4,7244	4,7237	4,7230	4,7222	4,7212	4,7152	4,7068
0,006	4,5448	4,5448	4,5447	4,5444	4,5441	4,5438	4,5433	4,5428	4,5422	4,5415	4,5407	4,5357	4,5287
0,007	4,3916	4,3916	4,3915	4,3913	4,3910	4,3908	4,3904	4,3899	4,3894	4,3888	4,3882	4,3839	4,3779
0,008	4,2591	4,2590	4,2590	4,2588	4,2586	4,2583	4,2580	4,2576	4,2572	4,2567	4,2561	4,2524	4,2471
0,009	4,1423	4,1423	4,1422	4,1420	4,1418	4,1416	4,1413	4,1410	4,1406	4,1401	4,1396	4,1363	4,1317
0,01	4,0379	4,0379	4,0378	4,0377	4,0375	4,0373	4,0371	4,0368	4,0364	4,0360	4,0356	4,0326	4,0285
0,02	3,3547	3,3547	3,3547	3,3546	3,3545	3,3544	3,3542	3,3542	3,3540	3,3538	3,3536	3,3521	3,3502
0,03	2,9591	2,9591	2,9591	2,9490	2,9590	2,9589	2,9589	2,9588	2,9587	2,9585	2,9584	2,9575	2,9562
0,04	2,6813	2,6812	2,6812	2,6812	2,6812	2,6811	2,6810	2,6810	2,6809	2,6808	2,6807	2,6800	2,6791
0,05	2,4679	2,4679	2,4679	2,4679	2,4678	2,4678	2,4678	2,4677	2,4676	2,4676	2,4675	2,4670	2,4662
0,06	2,2953	2,2953	2,2953	2,2953	2,2952	2,2952	2,2952	2,2951	2,2950	2,2950	2,2950	2,2945	2,2940
0,07	2,1508	2,1508	2,1508	2,1508	2,0508	2,1508	2,1507	2,1507	2,1507	2,1507	2,1506	2,1502	2,1497
0,08	2,0269	2,0269	2,0269	2,0269	2,0269	2,0269	2,0269	2,0268	2,0268	2,0268	2,0267	2,0264	2,0260
0,09	1,9187	1,9187	1,9187	1,9187	1,9187	1,9187	1,9187	1,9186	1,9186	1,9186	1,9185	1,9183	1,9179
0,1	1,8229	1,8229	1,8229	1,8229	1,8229	1,8229	1,8229	1,8228	1,8228	1,8228	1,8227	1,8225	1,8222
0,2	1,2227	1,2227	1,2227	1,2226	1,2226	1,2226	1,2226	1,2226	1,2226	1,2226	1,2226	1,2225	1,2224
0,3	0,9057	0,9057	0,9057	0,9057	0,9057	0,9057	0,9057	0,9257	1,9056	0,9056	0,9056	0,9056	0,9055
0,4	0,7024	0,7024	0,7024	0,7024	0,7024	0,7024	0,7024	0,7024	0,7024	0,7024	0,7024	0,7023	0,7023
0,5	0,5598	0,5598	0,5598	0,5598	0,5598	0,5598	0,5598	0,5598	0,5598	0,5598	0,5598	0,5597	0,5597
0,6	0,4544	0,4544	0,4544	0,4544	0,4544	0,4544	0,4544	0,4544	0,4544	0,4544	0,4544	0,4544	0,4543
0,7	0,3738	0,3738	0,3738	0,3738	0,3738	0,3738	0,3738	0,3738	0,3738	0,3738	0,3738	0,3738	0,3737
0,8	0,3106	0,3106	0,3106	0,3106	0,3106	0,3106	0,3106	0,3106	0,3106	0,3106	0,3106	0,3106	0,3106

r/B u	0	0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,01	0,015	0,02
0,9	0,2602	0,2602	0,2602	0,2602	0,2602	0,2602	0,2602	0,2602	0,2602	0,2602	0,2602	0,2602	0,2602
1,0	0,2194	0,2194	0,2194	0,2194	0,2194	0,2194	0,2194	0,2194	0,2194	0,2194	0,2194	0,2194	0,2194
2,0	0,0489	0,0489	0,0489	0,0489	0,0489	0,0489	0,0489	0,0489	0,0489	0,0489	0,0489	0,0489	0,0489
3,0	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130
4,0	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038
5,0	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011
6,0	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004
7,0	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001
8,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

r/B u	0,090	0,095	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
0,0000	5,0620	4,9553	4,8541	4,9601	3,5054	3,0830	2,7449	2,4654	2,2291	2,0258	1,8488	1,6931	1,5550
0,0002	5,0620	4,9553											
0,0003	5,0619	4,9552	4,8541										
0,0004	5,0610	4,9547	4,8539										
0,0005	5,0585	4,9532	4,8530										
0,0006	5,0539	4,9502	4,8510	4,0601									
0,0007	5,0471	4,9454	4,8478	4,0600									
0,0008	5,0381	4,9388	4,8430	4,0599									
0,0009	5,0272	4,9306	4,8368	4,0598									
0,001	5,0133	4,9208	4,8292	4,0595	3,5054,								
0,002	4,8475	4,7778	4,7079	4,0445	3,5043	3,0830	2,7449,						
0,003	4,6707	4,6169	4,5622	4,0092	3,4969	3,0821	2,7448						
0,004	4,5111	4,4676	4,4230	3,9551	3,4806	3,0788	2,7444	2,4654	2,2291				
0,005	4,3699	4,3335	4,2960	3,8821	3,4567	3,0719	2,7428	2,4651	2,2290				
0,006	4,2446	4,2134	4,1812	3,8384	3,4274	3,0614	2,7398	2,4644	2,2289	2,0258			
0,007	4,1326	4,1053	4,0771	3,7529	3,3947	3,0476	2,7350	2,4630	2,2286	2,0257			
0,008	4,0315	4,0073	3,9822	3,6903	3,3598	3,0311	2,7284	2,4608	2,2279	2,0256	1,8188		
0,009	3,9395	3,9178	3,8952	3,6302	3,3239	3,0126	2,7202	2,4576	2,2269	2,0253	1,8487		
0,01	3,8552	3,8356	3,8150	3,5725	3,2875	2,9925	2,7104	2,4534	2,2253	2,0248	1,8486	1,6931	1,5550
0,02	3,2647	3,2547	3,2442	3,1158	2,9521	2,7658	2,5688	2,3713	2,1809	2,0023	1,8379	1,3883	1,5530
0,03	2,9007	2,8941	2,8873	2,80117	2,6896	2,5571	2,4110	2,2578	2,1031	1,9515	1,8062	1,6695	1,5423
0,04	2,6386	2,6338	2,6288	2,5655	2,4816	2,3802	2,2661	2,1431	2,0155	1,8869	1,7603	1,6379	1,5213
0,05	2,4347	2,4310	2,4271	2,3776	2,3110	2,2299	2,1371	2,0356	1,9283	1,8181	1,7075	1,5985	1,4927
0,06	2,2684	2,2654	2,2622	2,2218	2,1673	2,1002	2,0227	1,9369	1,8452	1,7497	1,6524	1,5551	1,4593
0,07	2,1284	2,1258	2,1232	2,0894	2,0435	1,9867	1,9206	1,8469	1,7673	1,6835	1,5973	1,5101	1,4232
0,08	2,0078	2,0056	2,0034	1,9745	1,9351	1,8861	1,8290	1,7646	1,6947	1,6206	1,5436	1,4650	1,3860
0,09	1,9022	1,9003	1,8983	1,8732	1,8389	1,7961	1,7460	1,6892	1,6272	1,5609	1,4918	1,4206	1,3486
0,1	1,8084	1,8067	1,8050	1,7829	1,7527	1,7149	1,6704	1,6198	1,5644	1,5048	1,4422	1,3774	1,4115
0,2	1,2168	1,2162	1,2155	1,2066	1,1944	1,1789	1,1602	1,1387	1,1145	0,879	1,0592	1,0286	0,9964
0,3	0,9025	0,9022	0,9018	0,8969	0,8902	0,8817	0,8713	0,8593	0,8457	0,8306	0,8142	0,7964	0,7775
0,4	0,7004	0,7002	0,7000	0,6969	0,6927	0,6874	0,6809	0,6733	0,6647	0,6551	0,6446	0,6332	0,6209
0,5	0,5584	0,5583	0,5581	0,5561	0,5532	0,5496	0,5453	0,5402	0,5344	0,5278	0,5206	0,5128	0,5044
0,6	0,4534	0,4533	0,4532	0,4518	0,4498	0,4472	0,4441	0,4405	0,4364	0,4317	0,4266	0,4210	0,4150
0,7	0,3731	0,3730	0,3729	0,3719	0,3704	0,3685	0,3663	0,3636	0,3606	0,3572	0,3534	0,3493	0,3449
0,8	0,3101	0,3100	0,3100	0,3092	0,3081	0,3067	0,3050	0,3030	0,3008	0,2982	0,2953	0,2922	0,2889
0,9	0,2598	0,2597	0,2597	0,2591	0,2583	0,2572	0,2559	0,2544	0,2527	0,2507	0,2485	0,2461	0,2463
1,0	0,2191	0,2190	0,2190	0,2186	0,2179	0,2171	0,2161	0,2149	0,2135	0,2120	0,2103	0,2085	0,2065
2,0	0,0489	0,0488	0,0488	0,0488	0,0487	0,0486	0,0485	0,0484	0,0482	0,0480	0,0477	0,0475	0,0473
3,0	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130	0,0129	0,0129	0,0128	0,0128	0,0127
4,0	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0068	0,0038	0,0037	0,0037	0,0037
5,0	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011
6,0	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004
7,0	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001
8,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

$\frac{r}{B}$ $u$	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
0,00	1,4317	1,3210	1,2212	1,1307	1,0485	0,9735	0,9049	0,8420	0,4276	0,2278	0,1247	0,0695	0,0392
0,01	1,4317	1,3210	1,2212	1,1307	1,0485								
0,02	1,4309	1,3207	1,2210	1,1306	1,0484	0,9735	0,9049						
0,03	1,4251	1,3177	1,2195	1,1299	1,0481	0,9833	0,9048	0,8420					
0,04	1,4117	1,3094	1,2146	1,1270	1,0465	0,9724	0,9044	0,8418					
0,05	1,3914	1,2955	1,2052	1,1210	1,0426	0,9700	0,9029	0,8409					
0,06	1,3663	1,2770	1,1919	1,1116	1,0362	0,9657	0,9001	0,8391					
0,07	1,3380	1,2551	1,1754	1,0993	1,0272	0,9593	0,8956	0,8360	0,4276				
0,08	1,3078	1,2310	1,1564	1,0847	1,0161	0,9510	0,8895	0,8316	0,4275				
0,09	1,2766	1,2054	1,1358	1,0682	1,0032	0,9411	0,8819	0,8259	0,4274				
0,1	1,2451	1,1791	1,1140	1,0505	0,9890	0,9297	0,8730	0,8190	0,4271	0,2278			
0,2	0,9629	0,9284	0,8932	0,8575	0,8216	0,7857	0,7501	0,7148	0,4135	0,2268	0,1247	0,0695	
0,3	0,7577	0,7369	0,7154	0,6932	0,6706	0,6476	0,6244	0,6010	0,3812	0,2211	0,1240	0,0694	
0,4	0,6080	0,5943	0,5801	0,5653	0,5501	0,5345	0,5186	0,5024	0,3411	0,2096	0,1217	0,0691	0,0392
0,5	0,4955	0,4860	0,4761	0,4658	0,4550	0,4440	0,4326	0,4210	0,3007	0,1944	0,1174	0,0681	0,0390
0,6	0,4086	0,4018	0,3946	0,3871	0,3793	0,3712	0,3629	0,3543	0,2630	0,1774	0,1112	0,0664	0,0386
0,7	0,3401	0,3351	0,3297	0,3242	0,3183	0,3123	0,3060	0,2996	0,2292	0,1602	0,1040	0,0639	0,0379
0,8	0,2853	0,2815	0,2774	0,2732	0,2687	0,2641	0,2592	0,2543	0,1994	0,1436	0,0961	0,0607	0,0368
0,9	0,2408	0,2378	0,2347	0,2314	0,2280	0,2244	0,2207	0,2168	0,1734	0,1281	0,0881	0,0572	0,0354
1,0	0,2043	0,2020	0,1995	0,1970	0,1943	0,1914	0,1885	0,1885	0,1509	0,1139	0,0803	0,0534	0,0338
2,0	0,0470	0,0467	0,0463	0,0460	0,0456	0,0452	0,0448	0,0444	0,0394	0,0335	0,0271	0,0210	0,0156
3,0	0,0127	0,0126	0,0125	0,0125	0,0124	0,0123	0,0123	0,0122	0,0112	0,0100	0,0086	0,0071	0,0057
4,0	0,0037	0,0037	0,0037	0,0037	0,0036	0,0036	0,0036	0,0036	0,0034	0,0031	0,0027	0,0024	0,0020
5,0	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0010	0,0003	0,0009	0,0008	0,0007
6,0	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
7,0	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001
8,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

$\frac{r}{B}$ $u$	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0
0,0	0,0223	0,0128	0,0074	0,0025	0,0008	0,0003	0,0001
0,5	0,0223						
0,6	0,0222	0,0128					
0,7	0,0221	0,0127					
0,8	0,0218	0,0127	0,0074				
0,9	0,0213	0,0125	0,0073				
1,0	0,0207	0,0123	0,0073	0,0025			
2,0	0,0112	0,0077	0,0051	0,0021	0,0008	0,0003	
3,0	0,0045	0,0034	0,0025	0,0012	0,0006	0,0002	
4,0	0,0016	0,0013	0,0010	0,0006	0,0003	0,0002	0,0001
5,0	0,0006	0,0005	0,0004	0,0002	0,0001	0,0001	0,0000
6,0	0,0002	0,0002	0,0002	0,0001	0,0001	0,0000	
7,0	0,0001	0,0001	0,0001	0,0000	0,0000		
8,0	0,0000	0,0000	0,0000				



## Capítulo 6.5

## ANÁLISE DE FLUXO PARA POÇOS EM MEIOS HETEROGÊNEOS

João Manoel Filho

### 6.5.1 Introdução

A exploração de água subterrânea, petróleo e gás e a injeção de resíduos de materiais tóxicos em redes de fraturas de rochas cristalinas, requerem modelos quantitativos para descrever e prever o movimento dos fluidos na rocha. Na tentativa de entender o fluxo nesses sistemas, os pesquisadores geralmente procuram descrever a geometria das fraturas, identificando orientações, conectividade, aberturas, asperezas (rugosidades), espaçamentos e efeitos “pele”, quando presentes.

A caracterização desses parâmetros em campo não é fácil, razão pela qual foram propostos alguns modelos conceituais para abordar o problema, como por exemplo: i) modelos de placas paralelas; ii) modelos de meio poroso equivalente (conceitualmente simples, porém, simplificados demais); iii) modelos de fraturas discretas (limitados pelas dificuldades de se avaliar em campo as propriedades hidráulicas); iv) modelos teóricos com dados sintéticos (tipo fractais e outros); e v) modelos de dupla porosidade (são os mais úteis no sentido inverso, isto é, analisam as respostas do sistema).

Os modelos de fluxo radial, tanto os de geometria conhecida quanto os de geometria, a priori, desconhecida, se baseiam em hipóteses de homogeneidade e isotropia e de validade da lei de Darcy em todo o domínio de fluxo, o que conduz à aplicação de equações diferenciais parciais análogas da equação do calor.

Tais modelos não são considerados adequados para estudar os processos mais rápidos de fluxo através de redes de fraturas. Esse tipo de fluxo não é uma simples função das características das fraturas em nenhuma escala específica, mas é o resultado da integração da contribuição das fraturas em todas as escalas (Barton, 2001). Pesquisas recentes mostram que traços de fratura mapeados em planos bidimensionais através de redes naturais tridimensionais em rochas cristalinas, seguem uma lei de escala fractal até seis ordens de magnitude. Medidas detalhadas em 17 amostras bidimensionais de redes de fraturas (em diversas escalas em rochas de diferentes idades, litologias e contexto tectônico)

revelam dimensões fractais semelhantes no intervalo de 1,3 - 1,7. A faixa de variação da dimensão fractal indica que um único processo físico de fraturamento da rocha atua sobre uma ampla faixa de escalas, desde fissuras microscópicas até grandes sistemas de falhas regionais.

O reconhecimento de que as redes de fraturas de rochas cristalinas são fractais possibilita o uso de dados de um furo pontual (poço numa fratura aleatória unidimensional) para prever as escalas bidimensional e tridimensional do sistema de fraturas. Segundo Barton (2001), op.cit, a reconstrução da história de uma fratura em um ponto de conectividade inicial (poço) através da rede (percolação) tem uma dimensão fractal de 1,35.

Em consonância com as pesquisas mais recentes, o capítulo apresenta o método da capacidade específica fractal (Manoel Filho, 1996) e, a partir do mesmo, avalia os parâmetros hidráulicos do meio fraturado, aplicando um modelo determinista a um condutor hidráulico bidimensional de meio homogêneo contínuo de dupla porosidade (Boulton & Streltsova, 1977).

É também apresentado um modelo aleatório de meio heterogêneo, para um condutor hidráulico bidimensional. Esse modelo parte da equação de Rorabaugh (1953) e desenvolve uma nova equação na qual os coeficientes da descarga fractal constante, são funções temporais fractais auto-afins. Resultados similares aos encontrados por Barton (2001 op.cit) para a dimensão fractal, foram obtidos no Ceará, usando, dados de testes de produção realizados no granito Meruoca. A avaliação dos parâmetros por esse método, de uma forma independente de escala, ainda é um assunto de pesquisa aberta na hidrogeologia.

### 6.5.2 Conceitos Básicos

#### Classificação dos Meios Fraturados

Os aquíferos fraturados ou fissurados, incluem muitos tipos de formações geológicas. Nas rochas plutônicas, vulcânicas, carbonáticas e em muitos folhelhos, as fraturas são, tipicamente, as únicas responsáveis pela permeabilidade. As fraturas também podem constituir os caminhos hidráulicos dominantes em rochas normalmente consideradas de

meio poroso intergranular, como por exemplo, arenitos e solos. Portanto, os meios porosos dominados por fraturas podem ocorrer nos mais diversos materiais. Podem ser classificados em 4 (quatro) categorias:

**Formação Fraturada** - é aquela cujas propriedades de condução do fluido estão associadas com uma condutividade hidráulica de fratura  $K_f$ , e cujas propriedades de armazenamento estão ligadas à porosidade primária ou da matriz  $S_m$ , da massa rochosa (figura 6.5.1a). Ou seja, o fluxo é controlado pelas fraturas, mas o fluido é armazenado principalmente na matriz. Nesse contexto, o termo **formação** não implica em formação geológica, e, sim, em unidade aquífera ou unidade de armazenamento de petróleo. Aliás, essa designação (formação fraturada) é usada na geologia do petróleo para camadas de areia com gás, de folhelhos porosos, rochas vulcânicas extrusivas e turfa. Dependendo da relação entre as características dos blocos porosos e das fissuras, a formação fraturada pode constituir os tipos descritos a seguir.

**Meio Simplesmente Fraturado** - é um meio no qual a condutividade hidráulica e o armazenamento do fluido estão inteiramente nas fraturas. As propriedades, de condução e armazenamento na matriz, são desprezíveis (figura 6.5.1b). Exemplos incluem rochas ígneas e metamórficas de alto grau, como granitos, gnaisses, migmatitos e algumas rochas vulcânicas.

**Meio de Dupla-porosidade** - nesse meio, tanto as propriedades das fraturas quanto as propriedades dos blocos são levadas em conta, mas a condutividade hidráulica total é devida, principalmente, às fraturas. A maior parte do fluido, todavia, é armazenada na matriz (figura 6.5.1c). São considerados aquíferos de dupla-porosidade arenitos fraturados, alguns basaltos e carbonatos. A modelagem é mais difícil, porque os fluxos precisam ser quantificados tanto nas fraturas quanto na matriz.

**Meio Heterogêneo** - o meio fraturado é dito heterogêneo quando as fraturas estão preenchidas com material pouco permeável (figura 6.5.1d), ou menos permeável do que a matriz. Esse meio pode ser modelado como um meio poroso equivalente, no qual o fluxo nas fraturas não precisa ser especificamente modelado.

**Pele de Fratura** - é um conceito que se aplica a uma película ou zona muito delgada, imediatamente abaixo da superfície fraturada, que é alterada por deposição mineral de argilas detríticas ou infiltradas. Essa fina camada pode ter propriedades hidráulicas muito diferentes das propriedades da matriz da rocha inalterada. Segundo Sharp Jr. (1993), diversos autores comprovaram que esse efeito dificulta o intercâmbio de fluido entre as fraturas e os blocos porosos, particularmente na zona saturada. Além disso, também retarda o movimento de solutos entre as fraturas e a matriz.

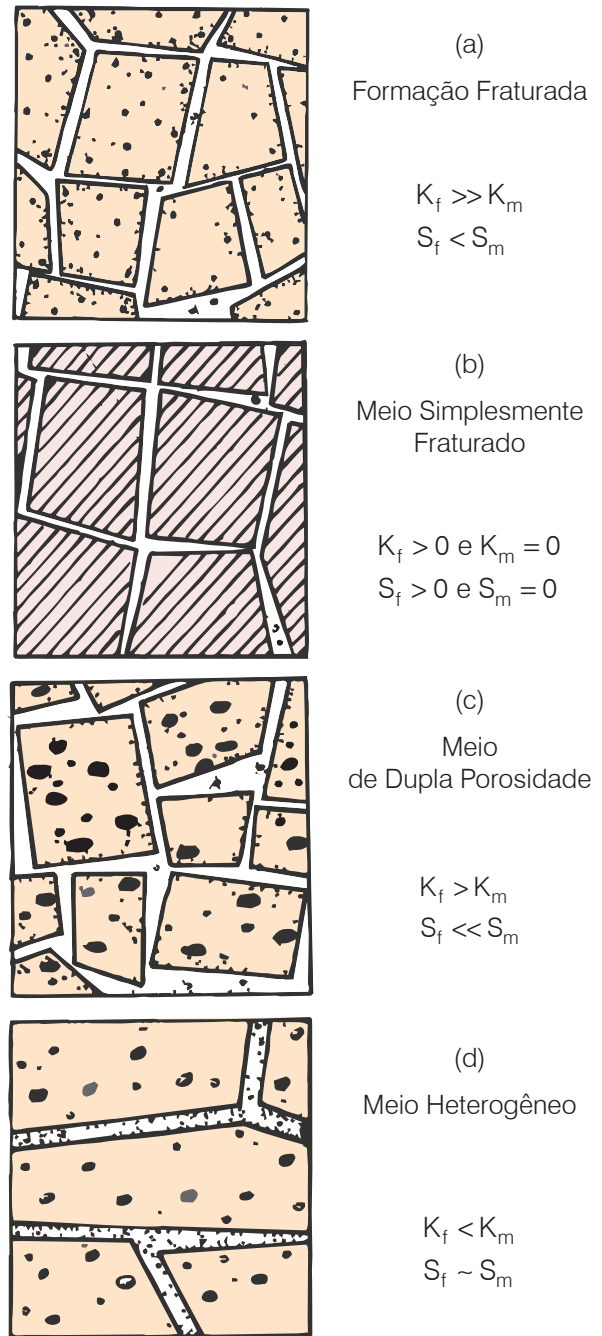


Figura 6.5.1 - Classificação dos meios fraturados (modificado de Streltsova, 1976).

### Classificação e Propriedades das Fraturas

As formações fraturadas ocorrem mundialmente como hospedeiras e condutoras de fluidos, principalmente água e petróleo. Em geral, na parte mais superior da superfície da terra, ocorre uma grande variedade de fissuras naturais, formando sistemas de orientação bem definida, ao longo de grandes distâncias e volumes de rochas. Tais sistemas podem ser classificados em três grandes classes, discriminadas a seguir:

- fraturas regionais ortogonais, associadas ao desenvolvimento estrutural de toda uma região;
- fraturas associadas com falhas e dobras;
- fraturas associadas com fenômenos de dissecação, variação de temperatura e perda de massa (erosão).

As **fraturas regionais** apresentam-se geralmente contínuas, como uma simples ruptura ou como uma zona de quebraimento de grande extensão, podendo atravessar verticalmente várias camadas. A orientação dos sistemas de fraturas regionais ortogonais é quase sempre controlada pela sedimentação primária das formações. As **fraturas associadas com falhas e dobras** exibem muitos padrões, variando desde grandes fraturas individuais, com orientação única, até fraturas distribuídas em conjuntos com espaçamentos e orientações diversas, podendo armazenar e conduzir fluidos por grandes distâncias.

Os reservatórios subterrâneos nos quais a produção de fluido é devida à presença de fraturas são chamados **reservatórios fraturados** ou **aquíferos fraturados**. Adotam-se, ainda, as denominações de **aquífero fissural** (capítulo 3.2), em escala regional ou megascópica, e **condutor hidráulico fraturado**, em escala de afloramento ou mesoscópica.

A caracterização de sistemas de fraturas geralmente consiste na avaliação de parâmetros geométricos, numa tentativa de identificar um padrão estrutural para o domínio de fluxo. Os resultados práticos têm demonstrado que, objetivamente, pouco se pode garantir quanto à eficácia dessa metodologia puramente descritiva da geométrica do domínio, na compreensão da distribuição das cargas hidráulicas no espaço e no tempo. Muitos autores parecem concordar que uma caracterização adequada do meio fraturado exige o conhecimento da orientação, da frequência (ou densidade), do tamanho e do grau de interconectividade das fraturas. Segundo Sharp Jr. (1993), o uso de fotografias aéreas para local poços, que é uma das ferramentas mais empregadas, é apenas **qualitativo**, sugerindo como métodos **quantitativos**, avaliações dos parâmetros descritos a seguir.

**Orientação** - pode ser definida através de diagramas de roseta ou diretamente sobre os mapas geológicos, usando termos como direção e mergulho.

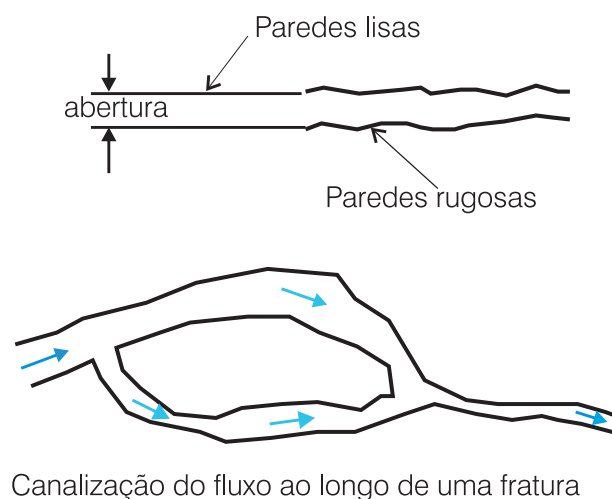
**Densidade** - a densidade de fraturas é um parâmetro que supostamente quantifica o número de fraturas presentes em um certo volume de rocha. A sua estimativa não é fácil, já que os traços das fraturas nem sempre podem ser contados numa superfície ortogonal aos mesmos. O número de fraturas que atravessa uma certa distância, define o seu espaçamento. Supondo que todas as fraturas estejam abertas (isto é, sem qualquer preenchimento por materiais de baixa permeabilidade), a condutividade hidráulica deve ser proporcional à sua densidade.

**Abertura** - é a distância ortogonal entre as paredes da fratura (figuras 6.5.2; e 3.2.1 no capítulo 3.2).

**Rugosidade** - é produzida pelas irregularidades existentes na superfície da fratura. Tende a reduzir a velocidade do fluido e a criar canais de fluxo preferencial (figura 6.5.2; e 3.2.2 no capítulo 3.2).

**Canalização** - é o processo pelo qual o fluxo de fluido em um meio fraturado assume um caminho preferencial ou canal. Portanto, as velocidades de fluxo podem ser altamente irregulares e os caminhos do fluxo, simplesmente imprevisíveis. Na verdade, essa canalização é controlada pela geometria individual das fraturas, pela fonte de recarga das mesmas e pelo gradiente hidráulico (figura 6.5.2).

**Conectividade** - a eficiência hidráulica de um sistema de fraturas está diretamente ligada ao seu grau de interconectividade. Quanto maior o tamanho de uma fratura, maior a sua chance de interconectar uma outra. Assim, o **índice de conectividade** de uma rede de fraturas pode ser definido como o número médio de interseções por fratura, ponderado pelo tamanho (diâmetro) da fratura. Esse índice pode ser facilmente calculado considerando-se as propriedades estatísticas de um disco de Poisson, da rede de fraturas (Guerin & Billaux, 1993). Uma outra maneira de estimar a conectividade é avaliando as características terminais e de ligação entre cada par de fraturas (figura 6.5.3a) e representando essas características em um diagrama triangular. Barton et al. (1987), classificam as terminações das fraturas em: **cegas**, **convergentes** e **cruzadas** (figura 6.5.3b). Laubach (1992) reúne as convergentes e cruzadas com o nome de **conectadas**, e, considerando que as terminações muitas vezes são interdigitadas, sugere a classificação ternária de **cega**, **difusa** e **conectada** (figura 6.5.3c).



**Figura 6.5.2** - Ilustração da abertura, rugosidade e canalização do fluxo em uma fratura.

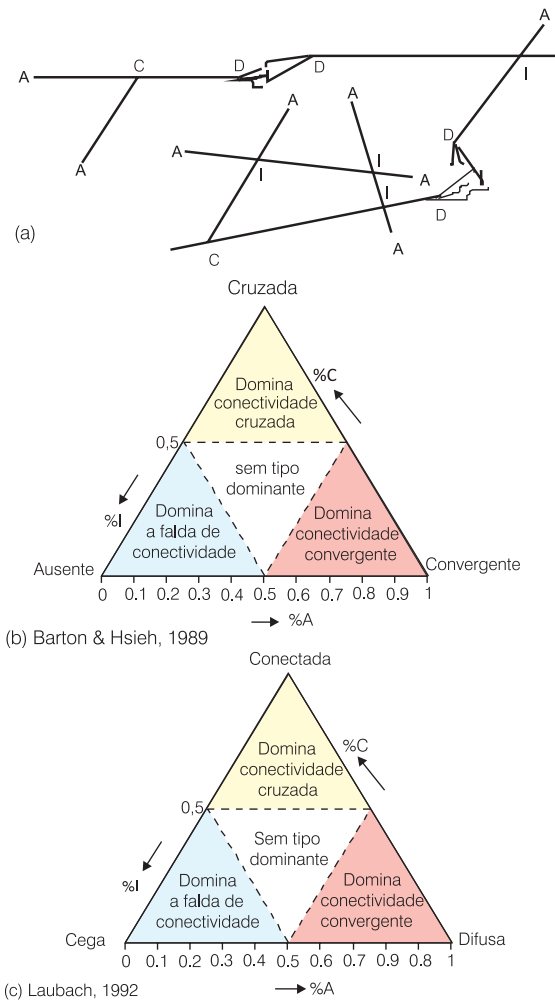


Figura 6.5.3 - Avaliação da conectividade de fraturas usando os diagramas triangulares de Barton & Hsieh (1989) e de Laubach (1992), *apud* Sharp Jr. (1993).

**Pele** - está comprovado, por observações de campo, que o movimento da água ao longo das fraturas pode alterar a superfície das paredes e produzir preenchimentos, formando uma película ou pele. Isto significa que a permeabilidade pode mudar com o tempo. Depósitos de óxidos de ferro e manganês e coberturas de argilas detríticas na superfície de fraturas foram observadas por alguns autores em turfas e arenitos (Sharp Jr., 1993). Como quantificar essas influências, ao que parece, ainda não se sabe.

### Propriedades Hidráulicas

Os parâmetros hidrogeológicos fundamentais são a condutividade hidráulica e a porosidade, ambos das fraturas e das “peles” das fraturas.

**Condutividade Hidráulica** - a estimativa desse parâmetro é feita a partir de modelos conceituais. A respeito desse parâmetro existem alguns conceitos aparentemente aceitos por muitos autores, mas que nem sempre se verificam na prática. É o caso,

por exemplo, da redução da permeabilidade das fraturas com a profundidade (Davis & Turc, 1964), sob o argumento de que a tensão efetiva local (em profundidade) comprime as fraturas, enquanto que o intemperismo das fraturas próximo à superfície, cria aberturas mais largas. E se as fraturas estiverem preenchidas por fluido em profundidade? Em muitas situações encontram-se, em profundidade, zonas fraturadas de alta permeabilidade (maior do que se observa na superfície do terreno) contendo água sob pressão (por exemplo, o aquífero termal de Caldas Novas - GO). Outros autores destacam as influências do relevo ao afirmar (Yin & Brook, 1992, *apud* Sharp Jr., 1993) que em áreas de rochas cristalinas de alto grau, os vales ocorrem tipicamente em áreas de fraturamento mais intenso e, portanto, de maior permeabilidade. Admite-se que a condutividade hidráulica é um tensor de segunda ordem. Nas zonas mais intensamente fraturadas, a anisotropia tende a ser menor. Teoricamente, fraturas mais longas, maiores densidades de fraturas e aberturas mais largas, aumentam a condutividade hidráulica. Mas, é preciso lembrar que essas características variam no espaço e no tempo e que muitas restrições geológicas passíveis de interferir, quase nunca são consideradas na análise de sistemas de fraturas.

**Porosidade** - a determinação de porosidade também se faz usando modelos conceituais. A exemplo da condutividade hidráulica, a caracterização da porosidade de um sistema fraturado, não é tão simples como se possa pensar. Em primeiro lugar, é preciso distinguir: porosidade matricial (ou dos blocos porosos) e porosidade das fraturas. Norton & Knapp (1977) distinguem ainda: i) a **porosidade efetiva das fraturas** ou porosidade que controla o fluxo de fluido nas fraturas; ii) **porosidade de difusão**, ou porosidade que contribui para o fluxo de fluido e de soluto sem obedecer à lei de Darcy; e iii) **porosidade residual**, ou dos poros isolados. Estimativas de porosidade efetiva de fraturas são necessárias para fazer avaliações consistentes dos tempos de trânsito de solutos. Sharp Jr. (1993), considera que os métodos atualmente disponíveis para estimar a porosidade de fraturas em campo (restritos a testes de bombeamento e testes com traçadores) ainda deixam a desejar.

A capacidade dos reservatórios de armazenar líquidos depende das propriedades **elásticas** da formação e do **estado de tensão** da rocha sob uma dada pressão efetiva. Uma redução na pressão do reservatório produz uma compressão da formação e uma expansão do fluido, enquanto que um aumento da pressão aumenta a concentração de tensão no contato dos grãos, expandindo a rede de poros e comprimindo os líquidos de saturação da rocha. Por conseguinte, a porosidade é afetada por qualquer variação de pressão no reservatório. A porosidade dos reservatórios, segundo Pirson (1953), pode ser classificada em três tipos:



- **intergranular**, consistindo dos espaços vazios entre os grãos minerais da rocha;
- **vesicular**, formada por vazios produzidos por intemperismo; e
- **de fraturas ou fissuras**, representada por vazios macroscópicos, produzidos por fissuras e ou juntas, não havendo distinção entre os tipos genéricos de porosidade.

Alguns autores consideram uma **porosidade planar**, definida como uma porosidade entre superfícies regulares ou irregulares, tais como juntas, clivagens, falhas, diáclases. Essa porosidade planar ainda é dividida em dois grupos: i) planar de fissura, devida à dissolução ao longo da superfície considerada; e ii) planar de fratura, devida a forças de tensão de falhas e juntas.

A porosidade intergranular é também conhecida como **primária** ou **original**, porque representa uma característica intrínseca da rocha. Os outros tipos de porosidade (vesicular, de fraturas ou fissuras), são geralmente conhecidas como **secundárias**.

A porosidade de fraturas se desenvolve sob diferentes condições geológicas. As rochas hospedeiras, além de apresentarem um sistema de fraturas contemporâneo com a sua origem, são, geralmente, quebradas por juntas que dividem a massa rochosa em lâminas paralelas à superfície do terreno, e com espessura crescente com a profundidade.

Durante os movimentos tectônicos, a deformação da rocha pode originar fraturas individualizadas ou sistemas locais de fraturas. Aberturas esferoidais irregulares ou tubos curvilíneos alongados, como canais de dissolução, são comumente encontrados em lavas e em rochas carbonáticas. Segundo Streltsova-Adams (1978), existe ampla literatura sobre classificação e origem dos espaços porosos em geral e sobre os espaços fraturados, em particular. No que se refere às fraturas, pode-se considerar as principais características como sendo:

- a extensão das fraturas, que pode cobrir distâncias de menos de 1 km até dezenas de quilômetros;
- os padrões de fraturas, que podem ser similares aos sistemas de juntas, mas um conjunto de fraturas em geral tende a ser dominante;
- os tipos de rochas fraturadas, que variam desde folhelhos, arenitos e calcários, até rochas metamórficas e ígneas;
- a profundidade dos reservatórios fraturados, que pode variar de menos de 300 m a mais de 6.000 m; e
- a imprecisão na descrição de uma fratura, que jamais pode ser completa (Snow, 1962), ou seja, não se pode dizer que as fraturas são paralelas, planas, uniformes, suaves, regularmente espaçadas ou descontínuas etc.

## Propriedades Hidromecânicas

As fraturas quebram a massa rochosa em blocos de tamanhos diversos e alteram profundamente o mecanismo de fluxo de fluido dentro da formação. Supondo a geometria do espaço poroso como um meio estatisticamente homogêneo, é possível considerar como **uniformes** as características do fluxo em qualquer seção do meio poroso.

Os blocos porosos e as fissuras possuem propriedades hidromecânicas diferentes e por isso, em conjunto, respondem às influências externas (por exemplo, bombeamento) de uma maneira diferente daquela que responde um meio homogêneo. O fluxo de fluido na fissura e no bloco poroso, possui características distintas.

Na análise de um aquífero fraturado, é fundamental saber em que lugar se faz (ou se calcula) a medida de pressão. Ou seja, se é em uma fratura ou em uma seção de porosidade meramente intergranular.

A diferença entre a rápida (quase instantânea) resposta das fraturas às mudanças de pressão e a lenta resposta (retardada) dos blocos porosos, resulta em um diferencial de pressão que induz um fluxo dos blocos porosos para as fissuras. Esse fluxo é um processo transiente, produzido pelo ajuste das pressões nos blocos e nas fissuras, cuja duração depende das *propriedades elásticas* bem como das *condutividades hidráulicas* e *dimensões*, dos blocos e das fissuras.

## Condutividade Hidráulica e Permeabilidade em Meios Isotrópicos

O coeficiente de proporcionalidade que aparece em várias formas da lei de Darcy é chamado condutividade hidráulica (capítulo 2.1) e pode ser definido como a descarga específica que ocorre sob um gradiente hidráulico unitário ( $L^3L^{-2}T^{-1}$ ). Como esse coeficiente expressa a facilidade com que um fluido é transportado através da matriz porosa, ele depende das propriedades do fluido e da matriz porosa.

As propriedades relevantes do fluido são a densidade  $\rho$  ( $kg/m^3$ ) e a viscosidade dinâmica  $\mu$  ( $kg/m.s$ ) ou, em forma combinada, a viscosidade cinemática  $\nu = \mu/\rho$  ( $m^2/s$ ). Na tabela 6.5.1, são apresentados alguns valores das principais propriedades físicas da água à pressão atmosférica. A condutividade hidráulica é expressa por:

$$K = \frac{k\rho g}{\mu} = \frac{k}{\nu} \quad (6.5.1)$$

Na equação (6.5.1), **k** é a permeabilidade intrínseca ou, simplesmente, permeabilidade da matriz porosa, cujas propriedades relevantes são, principalmente, a distribuição do tamanho dos grãos (ou dos poros), a forma dos grãos (ou dos poros), a tortuosidade, superfície específica e porosidade.

Temperatura °C	Densidade Kg/m³	Peso específico N/m³	Viscosidade dinâmica N x s/m²	Viscosidade cinemática m²/s
0	1.000	9.810	1,79E-03	1,79E-06
5	1.000	9.810	1,51E-03	1,51E-06
10	1.000	9.810	1,31E-03	1,31E-06
15	999	9.800	1,14E-03	1,14E-06
20	998	9.790	1,00E-03	1,00E-06
25	997	9.781	8,91E-04	8,94E-07
30	996	9.771	7,97E-04	8,00E-07
35	994	9.751	7,20E-04	7,24E-07
40	992	9.732	6,53E-04	6,58E-07
50	988	9.693	5,05E-04	5,53E-07
60	983	9.643	4,66E-04	4,74E-07
70	978	9.594	4,04E-04	4,13E-07
80	972	9.535	3,54E-04	3,64E-07
90	965	9.467	3,15E-04	3,26E-07
100	958	9.398	2,82E-04	2,94E-07

Tabela 6.5.1 - Propriedades físicas da água à pressão atmosférica.

Quando **k** varia no espaço, isto é,  $k = k(x, y, z)$ , diz-se que o meio poroso é **heterogêneo** e quando, em algum ponto, **k** varia com a direção, diz-se que o meio é **anisotrópico**.

Maiores detalhes sobre heterogeneidade e anisotropia são apresentados no capítulo 2.1. Na engenharia do petróleo, a unidade de **k** é o Darcy, definido da expressão:

$$1 \text{ darcy} = \frac{\left(1 \frac{\text{cm}^3 / \text{s}}{\text{cm}^2}\right) \times (1 \text{ centipoise})}{\left(\frac{1 \text{ atmosfera}}{\text{cm}}\right)} \quad (6.5.2)$$

$$1 \text{ atmosfera} = 1,0132 \times 10^5 \frac{\text{N.s}}{\text{m}^2}$$

$$1 \text{ centipoise} = 10^{-3} \frac{\text{N.s}}{\text{m}^2}$$

$$k = \frac{\frac{Q}{A} \mu}{\frac{\Delta p}{\Delta x}} = \frac{\left(\frac{\text{m}^3 / \text{s}}{\text{m}^2}\right) \left(\frac{\text{N.s}}{\text{m}^2}\right)}{\left(\frac{\text{N} / \text{m}^2}{\text{m}}\right)} = [\text{m}^2] \quad (6.5.3)$$

### Condutividade Hidráulica e Permeabilidade em Meios Anisotrópicos

A permeabilidade **k** [L<sup>2</sup>] e a condutividade hidráulica **K** [L/T] são tensores simétricos de segunda ordem. Se o meio é homogêneo, a lei de Darcy generalizada é expressa por:

$$q_i = -K \nabla \phi \text{ ou } q_i = -K_{ij} \nabla \phi_j \quad (6.5.4)$$

$i = 1, 2, 3 \ (\equiv x, y, z)$

Em três dimensões:

$$\begin{bmatrix} q_x \\ q_y \\ q_z \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \partial \phi / \partial x \\ \partial \phi / \partial y \\ \partial \phi / \partial z \end{bmatrix} \quad (6.5.5)$$

Em duas dimensões:

$$\begin{bmatrix} q_x \\ q_y \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} \\ K_{yx} & K_{yy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \partial \phi / \partial x \\ \partial \phi / \partial y \end{bmatrix} \quad (6.5.6)$$

**Direção principal** - diz-se que uma direção no espaço, especificada por um vetor unitário **1u** (de componentes  $u_i = (\cos \alpha, \cos \beta, \cos \gamma)$ ) é uma direção principal se o vetor associado  $k_{ij} u_i$  é paralelo a **1u** ou se esse vetor pode ser escrito na forma **Ku<sub>i</sub>**, sendo **K** um escalar.

Quando as direções principais de anisotropia de um meio poroso (expressas pela condutividade hidráulica ou pela permeabilidade) são usadas como sistema de coordenadas, o tensor simétrico **K** se escreve:

$$K = \begin{bmatrix} K_x & 0 & 0 \\ 0 & K_y & 0 \\ 0 & 0 & K_z \end{bmatrix} \quad (6.5.7)$$

As componentes do vetor descarga específica **q** são:

$$q_x = K_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad q_y = K_y \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad q_z = K_z \frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (6.5.8)$$

Assim, em meio anisotrópico, os vetores descarga específica **q** e o vetor gradiente hidráulico  $\nabla \phi$  não são colineares. O ângulo entre eles é dado por:

$$\cos \theta = \frac{q \cdot \nabla \phi}{|q| |\nabla \phi|} \quad (6.5.9)$$

Quando  $x, y, z$  são direções principais de condutividade hidráulica, a equação (6.5.4)  $q = -K \cdot \nabla\phi$  se escreve da seguinte forma:

$$q = \begin{bmatrix} q_x \\ q_y \\ q_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_x & 0 & 0 \\ 0 & K_y & 0 \\ 0 & 0 & K_z \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \partial\phi/\partial x \\ \partial\phi/\partial y \\ \partial\phi/\partial z \end{bmatrix} \quad (6.5.10)$$

**Condutividade Hidráulica Direcional**

A equação de Darcy (6.5.4) em meio isotrópico é indicativa de que o fluxo tem a direção do gradiente hidráulico, porque o vetor  $q$  e o vetor gradiente hidráulico  $\nabla\phi$  são colineares (o ângulo  $\theta = 0$  e  $\cos \theta = 1$ ). No meio anisotrópico, o ângulo entre esses vetores é diferente de zero ( $\theta \neq 0$ ) e dois casos são considerados, com base na lei de Darcy:

**i) Condutividade hidráulica na direção do fluxo**

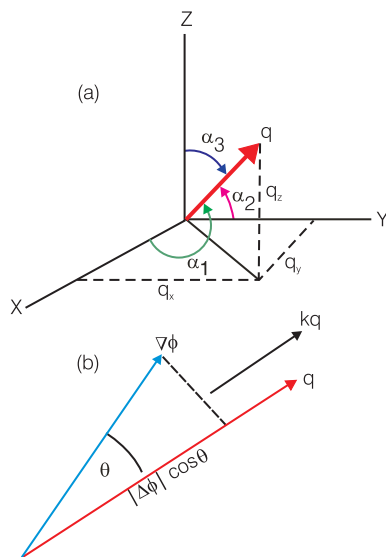
- neste caso, pode-se notar que a condutividade hidráulica  $K_q$  é o coeficiente de proporcionalidade direta entre o fluxo e a componente do gradiente na direção do fluxo (figura 6.5.4b).

$$|q| = K_q |\nabla\phi| \cos\theta \quad \text{ou} \quad K_q = \frac{|q|}{|\nabla\phi| \cos\theta} \quad (6.5.11)$$

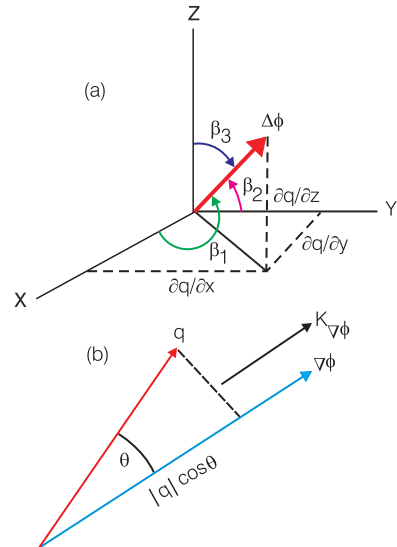
**ii) Condutividade hidráulica na direção do gradiente**

- se a condutividade hidráulica tem a direção do gradiente, então  $K_{\nabla\phi}$  é coeficiente de proporcionalidade inversa entre o gradiente hidráulico e a componente do fluxo na direção do gradiente hidráulico (figura 6.5.5).

$$|\nabla\phi| = \frac{1}{K_{\nabla\phi}} |q| \cos\theta \quad \text{ou} \quad K_{\nabla\phi} = \frac{|q| \cos\theta}{|\nabla\phi|} \quad (6.5.12)$$



**Figura 6.5.4** - Condutividade hidráulica na direção do fluxo: a) vetor fluxo, suas componentes e ângulos diretores de sua direção; b) condutividade hidráulica como fator de proporcionalidade direta entre o fluxo e a componente do gradiente hidráulico na direção do fluxo.



**Figura 6.5.5** - Condutividade hidráulica na direção do gradiente hidráulico: a) vetor gradiente hidráulico, suas componentes e ângulos diretores de sua direção; b) condutividade hidráulica como fator de proporcionalidade inversa entre o gradiente hidráulico e a componente do fluxo na direção do gradiente hidráulico.

**6.5.3 Modelagem de Sistemas de Fraturas**

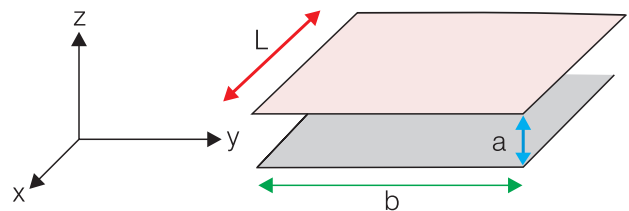
Citam-se, entre os modelos disponíveis para avaliação quantitativa do fluxo de fluido e transporte de solutos, os seguintes:

**Placas paralelas** - a descarga  $Q$ , através de uma única fratura, de abertura uniforme (paredes lisas)  $a$ , na direção  $z$ , de comprimento  $L$ , na direção  $x$  e largura infinita  $b$ , na direção  $y$  (figura 6.5.6), é dada pela lei cúbica (Lamb, 1932), expressa por:

$$Q = b \frac{a^3}{12\mu} \frac{\Delta p}{\Delta L} \quad (6.5.13)$$

sendo  $\mu$  a viscosidade dinâmica  $[M/L^1T^1]$  e  $\Delta p/\Delta L$  o gradiente de pressão  $[M/T^2L^2]$ .

$$\left[ \frac{N}{m^2} \times \frac{1}{m} \right] = \left[ \frac{kg \cdot m}{s^2} \times \frac{1}{m^3} \right] = \left[ \frac{M}{T^2 L^2} \right]$$



**Figura 6.5.6** - Ilustração da lei cúbica deduzida a partir de um modelo de placas paralelas.

Como  $\Delta p = \gamma \Delta h$ , a descarga por unidade de largura da fratura será:

$$Q' = \frac{\rho g}{\mu} a^3 \frac{\Delta h}{\Delta L} \left[ \frac{L^2}{T} \right] \quad (6.5.14)$$

sendo  $\rho$  a densidade do fluido [ $M/L^3$ ],  $g$  a aceleração da gravidade [ $L/T^2$ ] e  $\Delta h/\Delta L$  o gradiente hidráulico [adimensional].

A equação (6.5.13) é válida somente para fluxo laminar (pois obedece à lei de Darcy), hipótese usada em muitos dos modelos existentes. Para uma largura  $b$ , ela pode ainda ser escrita:

$$Q = \frac{\rho g}{12\mu} a^2 (ba) \frac{\Delta h}{\Delta L} \quad (6.5.15)$$

Neste caso, comparando com a lei de Darcy, verifica-se que a condutividade hidráulica da fratura é dada pelo coeficiente:

$$K_f = a^2 \frac{\rho g}{12\mu} \quad (6.5.16)$$

ou ainda:

$$K_f = a^2 \frac{g}{12\nu} \quad (6.5.17)$$

sendo  $\nu$  a viscosidade cinemática [ $L^2/T$ ] ( $=9.10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$  a  $25^\circ\text{C}$ ).

A **permeabilidade** da fratura é obtida da equação (6.5.16), através da expressão:

$$k_f = K_f \frac{\nu}{g} \quad (6.5.18)$$

A equação (6.5.13) pode ser modificada para fraturas rugosas, com canalizações, usando os coeficientes apropriados.

**Modelos de meio poroso equivalente** - esses modelos admitem que o meio fraturado pode ser tratado como um meio contínuo equivalente, no qual é possível definir um elemento de volume representativo (EVR), dentro da escala do sistema em estudo, sem explicitar a geometria, tamanho ou orientação das fraturas. Em alguns casos, esse modelo fornece bons resultados, especialmente para estimativas de descarga, em estudos de fluxo regional. Em problemas locais de transporte de solutos, ou quando as fraturas são mal conectadas, os resultados podem não ser satisfatórios.

**Modelos de fraturas discretas** - tentam caracterizar diretamente o sistema de fraturas com base em dados de campo. Segundo Sharp Jr. (*op. cit.*), mapeamentos sistemáticos de fraturas em diversas escalas foram feitos por alguns autores em minas, túneis e poços. A introdução desses dados em modelos hidrogeológicos realistas, não tem evoluído devido às incertezas

das extrapolações para áreas não mapeadas. Para superar essas dificuldades, alguns autores (Barton *et al.*, 1987; Wheatcraft *et al.*, 1990) sugerem métodos baseados em geometria fractal, mas os resultados ainda precisam de comprovação. Até agora, a única maneira de caracterizar sistemas de fraturas discretas é através de testes hidráulicos e testes com traçadores. Ainda assim, a extrapolação para áreas adjacentes ou escalas mais amplas, não se justifica.

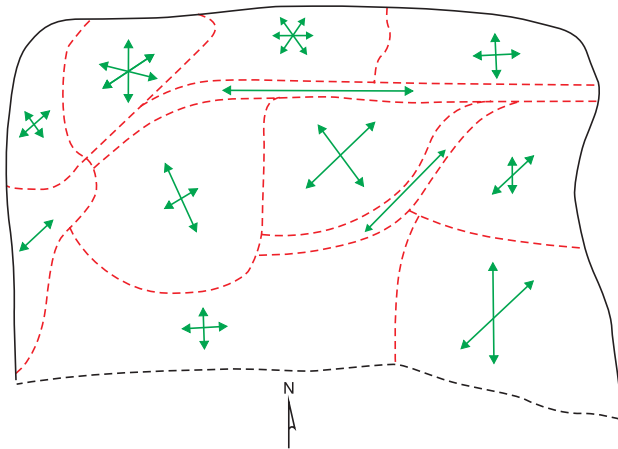
**Modelos teóricos** - em virtude das limitações e desvantagens apresentadas pelos modelos já descritos, alguns modelos teóricos foram propostos para fluxo em formações simplesmente fraturadas e fraturadas. Eles tentam avaliar o fluxo em fraturas usando distribuições sintéticas de aberturas, orientações, espaçamentos e dimensões. A sua aplicação a sistemas naturais é restrita, já que não se dispõe de dados reais suficientes para introduzir nos modelos. Por outro lado, a conceituação teórica de modelos de fraturas discretas e de dupla porosidade pode ser usada, de maneira inversa, onde se tenha uma resposta hidrogeológica conhecida.

**Modelos de dupla-porosidade** - sistemas de dupla-porosidade, incluindo aquíferos e reservatórios de petróleo, são comuns na natureza. Neles é preciso calcular o fluxo de fluido e o transporte de solutos nas fraturas e na matriz dos blocos rochosos, bem como as interações entre esses dois ambientes. A conceituação real e a verificação experimental de como esse fluxo se verifica é muito difícil. Como os demais modelos, apresentam vantagens e desvantagens.

**Modelo de placa paralela equivalente** - esse modelo (Sharp Jr., 1993) sugere a utilização de dados geológicos e, especialmente, a análise estrutural dos sistemas de fraturas, em escala regional. Segundo Fuller & Sharp (1992), os sistemas de fraturas podem ser caracterizados, dentro de certos domínios, como dependentes da tectônica, das propriedades geomecânicas e solubilidades das rochas e solos neles presentes. Raramente se dispõe de dados quantitativos de espaçamentos e de propriedades hidráulicas de fraturas levantados em campo. Mesmo assim, em muitos casos, é possível fazer boas estimativas da orientação e das propriedades hidráulicas esperadas. A precisão dessas estimativas, é claro, depende da quantidade de dados disponíveis, envolvendo, fotografias aéreas, dados de sensoriamento remoto, mapas geológicos publicados e mapeamentos de campo, estudos de fraturas em túneis e em poços, dados de estudos geofísicos e de testes com traçadores e outros métodos hidrogeológicos, como, por exemplo, testes de bombeamento em poços. Supondo válida a equação (6.5.15), a condutividade hidráulica em duas dimensões pode ser associada à densidade integrada ( $N$ ) das fraturas de abertura  $a_i$ , ou seja:

$$\sum_i \sum_j N a_i^2$$

Essa relação é ilustrada, em duas dimensões (figura 6.5.7), pela direção das linhas com setas duplas, cujo comprimento representa a densidade integrada e a distribuição das aberturas das fraturas em cada subdomínio. Pode-se pensar até em introduzir dados de rugosidade e de canalização, se existirem dados a esse respeito. Essa forma de representação estrutural, integrando propriedades geométricas e hidráulicas, é, sem dúvida, uma alternativa interessante de modelagem de sistemas de fraturas, principalmente em escala regional. Os domínios de fraturas, identificados e suas respectivas permeabilidades, podem ser facilmente introduzidos em modelos de elementos finitos bidimensionais, que calculam o tensor de condutividade hidráulica em cada domínio.



**Figura 6.5.7** - Caracterização de sistemas de fraturas numa situação hipotética, usando ilustrações gráficas do tensor de condutividade hidráulica em duas dimensões. As direções das linhas de setas duplas correspondem às direções dominantes das fraturas no mapa e o seu comprimento, às densidades integradas das fraturas (Sharp Jr. 1993).

### Modelos de Fraturas Discretas que Comprovam a Lei de Darcy

Alguns modelos de fluxo em fraturas discretas, concebidos por diversos autores em um passado relativamente distante, com base em estudos de laboratório, e que podem ser vistos com mais detalhe em Bear (1972), são descritos a seguir.

#### Modelos de Tubos Capilares

**a) Um tubo capilar retilíneo de diâmetro  $\delta$**  - esse modelo é clássico e usa a lei de Hagen-Poiseuille, segundo a qual o fluxo estacionário através de um único tubo capilar retilíneo de diâmetro  $\delta$ , orientado na direção de um vetor unitário  $\mathbf{1x}$  é:

$$Q_x = -\frac{\pi\delta^4}{128} \frac{\rho g}{\mu} \frac{d\phi}{dx} \quad (6.5.19)$$

A velocidade média no tubo é dada por:

$$v_x = \frac{Q_x}{\pi\delta^2/4} = -\frac{\delta^2}{32} \frac{\rho g}{\mu} \frac{d\phi}{dx} \quad (6.5.20)$$

Na equação (6.5.20), o fator  $\delta^2/32$  é análogo à permeabilidade ( $k$ ) do meio poroso.

**b) Vários tubos capilares retilíneos de diâmetro  $\delta$**  - se existirem  $N$  tubos por unidade de área (número de tubos/m<sup>2</sup>) de seção transversal ao fluxo (figura 6.5.8), então, a descarga específica através do bloco poroso é dada por:

$$q_x = \frac{Q_x}{ab} = -N \frac{\pi\delta^4}{128} \frac{\rho g}{\mu} \frac{d\phi}{dx} \quad (6.5.21)$$

A porosidade ( $\eta$ ) desse modelo é dada pela seguinte expressão:

$$\eta = N \frac{\pi\delta^2}{4} \quad (6.5.22)$$

Na equação (6.5.21):

$$N \frac{\pi\delta^4}{128} = N \frac{\pi\delta^2}{4} \frac{\delta^2}{32}$$

Então, a equação (6.5.21) pode ser escrita como:

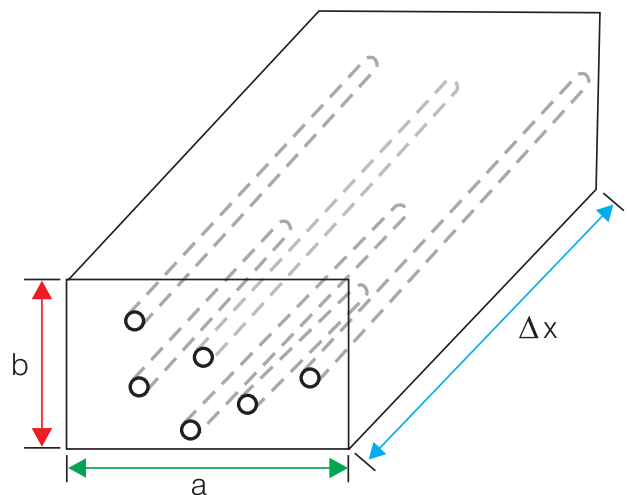
$$q_x = -\eta \frac{\delta^2}{32} \frac{\rho g}{\mu} \frac{d\phi}{dx} \quad (6.5.23)$$

Nesse caso, se a permeabilidade é dada por:

$$k = \eta \frac{\delta^2}{32} \quad (6.5.24)$$

Então, obtém-se a lei de Darcy:

$$q_x = -k \frac{\rho g}{\mu} \frac{d\phi}{dx} \quad (6.5.25)$$



**Figura 6.5.8** - Modelo de tubos capilares de mesmo diâmetro.

c) Vários tubos capilares de diâmetro variável  $\delta_i$  (figura 6.5.9).

$$q_x = -\sum_{i=1}^m N_i \frac{\pi \delta_i^4}{128} \frac{\rho g}{\mu} \frac{d\phi}{dx} \quad (6.5.26)$$

$$k = \sum_{i=1}^m N_i \frac{\pi \delta_i^4}{128} \quad (6.5.27)$$

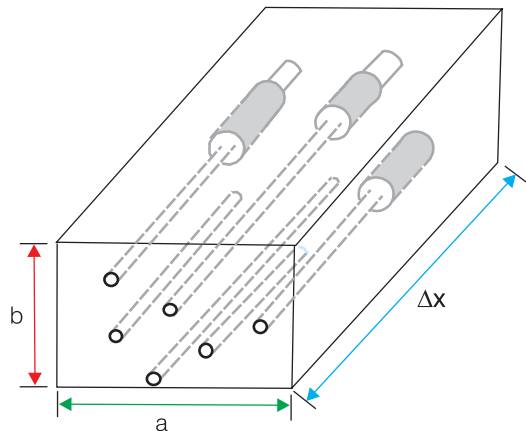


Figura 6.5.9 - Modelo de vários tubos capilares de diâmetros variáveis.

Uma limitação dos modelos descritos nos itens **a**, **b** e **c** é que eles só fornecem a permeabilidade em uma direção. Para superar essa limitação, 1/3 dos tubos é colocado em cada uma das três direções do espaço. Isso leva a uma permeabilidade 1/3 menor do que a permeabilidade definida pela equação (6.5.24).

$$k = \eta \frac{\delta^2}{96} \quad (6.5.28)$$

### Modelos de Fissuras Capilares

Irmay (1955 *apud* Bear, 1972) usa fissuras capilares para representar um meio poroso fraturado, supondo que não existem perdas de carga nas junções (figura 6.5.10a). O ponto de partida para esse modelo é a solução das equações de Navier-Stokes, para a velocidade média em uma fratura individual de abertura **a**, constante, limitada por dois planos impermeáveis, que é a seguinte:

$$v = \frac{a^2}{12} \frac{\rho g}{\mu} \nabla \phi \quad (6.5.29)$$

Como a porosidade  $\eta = a/(a+b)$ , a descarga específica será dada por:

$$q = v \frac{a}{a+b} = \eta v \quad (6.5.30)$$

Da equação (6.5.28) conclui-se que:

$$k = \eta \frac{a^2}{12} \quad (6.5.31)$$

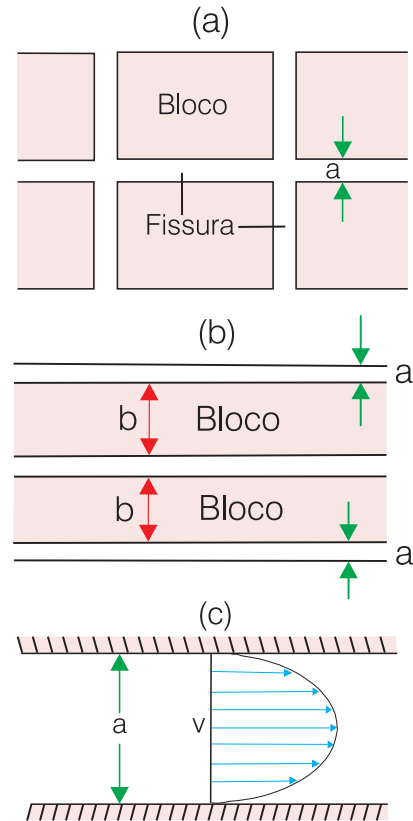


Figura 6.5.10 - Modelo de fissuras capilares: (a) vista plana dos blocos de espessura **b** e fissuras de abertura **a**; (b) vista em perfil dos blocos de espessura **b** e fissuras de abertura **a**; (c) parábola de velocidade do fluxo nas fissuras.

### Modelos de Raio Hidráulico

O raio hidráulico **R** é definido como a razão entre a área da seção transversal ao fluxo e o perímetro molhado (figura 6.5.11). Por exemplo, em um tubo circular de raio **r**, o raio hidráulico é dado pela expressão:

$$R = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro}} = \frac{\pi r^2}{2\pi r} = \frac{r}{2} \quad (6.5.32)$$

Uma outra definição de **R** é a razão entre um tubo cheio de líquido e a sua superfície molhada.

$$R = \frac{\text{Volume do cilindro}}{\text{Área lateral do cilindro}} = \frac{\pi r^2 \Delta x}{2\pi r \Delta x} = \frac{r}{2} \quad (6.5.33)$$

Visualizando o meio fraturado como uma rede de canais interconectados ou passagens, o conceito de raio hidráulico leva à seguinte relação:

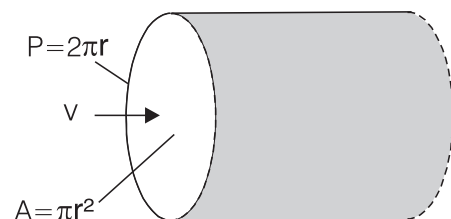


Figura 6.5.11 - Modelo de raio hidráulico.

$$R = \frac{\eta}{M} \text{ sendo a dimensão } \left[ \frac{1}{M} \right] = [L]$$

Nesta relação, **R** representa um raio hidráulico equivalente para o fluxo através dos inúmeros canais interconectados. Esse raio seria dado pela razão entre a porosidade e um número **M** (que, ao invés da constante 2, corresponderia a um valor equivalente ao perímetro dos canais). Usando a equação de Poiseuille para o fluxo em tubulações (equação 6.5.19) e substituindo  $\delta = 2r$  por  $4R$ :

$$v_x = -\frac{R^2}{2} \frac{\rho g}{\mu} \frac{d\phi}{dx} \quad (6.5.34)$$

Da equação (6.5.24) resulta:

$$k = \eta \frac{R^2}{2} \quad (6.5.35)$$

E da equação (6.5.28):

$$k = \eta \frac{R^2}{6} \quad (6.5.36)$$

**Equação de Kozeny (1927)** - usando o conceito de raio hidráulico, Kozeny (1927) concebeu o meio poroso como um conjunto de tubos capilares e apresentou uma das deduções até hoje mais aceitas de permeabilidade. A velocidade do fluxo através de uma seção transversal ao movimento é obtida solucionando as equações de Navier-Stokes:

$$q = -\frac{C_0 \eta^3}{\mu M^2} \nabla p \quad (6.5.37)$$

A permeabilidade é dada por:

$$k = \frac{C_0 \eta^3}{M^2} \quad (6.5.38)$$

sendo **C<sub>0</sub>** a constante de Kozeny (varia de 0,5 a 0,667).

### Modelos de Resistência ao Fluxo

Um fluido em movimento em relação a um sólido exerce uma força no contato, que possui duas componentes: uma tangencial, produzida por gradientes de viscosidade e velocidade e uma normal, produzida por gradientes de pressão ao longo da parede de contato (figura 6.5.10 C). O vetor soma dessas componentes é a força resultante. A componente **F<sub>x</sub>** dessa força na direção da velocidade relativa **v** é chamada **força de resistência ao fluxo**. A componente normal à velocidade é chamada **força lateral (F<sub>y</sub>)**. Daí se obtém a conhecida fórmula:

$$q = -k \frac{\rho g}{\mu} \nabla \left( \frac{p}{\rho g} + z \right) \text{ ou} \quad (6.5.39)$$

$$q = -\frac{k}{\mu} \nabla (p + \rho g z)$$

### Modelos Estatísticos

Até certo ponto, os modelos que se acaba de descrever são aceitos como satisfatórios porque levam à lei de Darcy. Todavia, neles, a descrição do meio poroso real é muito simplificada para permitir o tratamento matemático teórico na forma de uma solução das equações de Navier-Stokes. Os sistemas porosos naturais (especialmente fraturados) são desordenados. O deslocamento de uma partícula pode ser considerado como a soma de um grande número de deslocamentos elementares, aleatórios, estatisticamente independentes uns dos outros. Então, de acordo com o **teorema central limite**, se o número desses deslocamentos tende para infinito, a distribuição de probabilidade do deslocamento total da partícula tende para uma distribuição normal (Gaussiana).

### Modelos de Meio Contínuo de Dupla Porosidade

Alguns autores rejeitam a hipótese de velocidade única de fluxo uniforme, em meio estatisticamente homogêneo, e consideram que os modelos uniporosos não se aplicam aos meios fraturados, devido à forte descontinuidade mecânica representada pelas fraturas. Para ambientes desse tipo, propõem modelos alternativos de fluxo para poços, formulando o problema com as mesmas idéias básicas e os mesmos métodos de solução, através de famílias de curvas-padrão, empregados para os meios porosos granulares. Recorrem, porém, ao conceito de dupla-porosidade para contornar o problema da descontinuidade, admitindo a superposição de dois meios contínuos, cada um dos quais possuindo condutividades e armazenamentos hidráulicos primários (nos blocos da matriz rochosa) e secundários (nas fraturas).

Exemplos de modelos de dupla porosidade, talvez os mais conhecidos, aplicáveis a uma formação fraturada, segundo Streltsova (1978) e Sauveplane (1984), são descritos a seguir, com os índices: **f**, indicando fratura; **m**, indicando matriz; **A**, adimensional; e **w**, indicando poço.

#### Duplo domínio com drenagem retardada

São definidos dois domínios de fluxo: o primeiro, é formado pela matriz de uma rede de blocos isotrópicos, irregulares e o segundo, constituído pelas fissuras (Barenblatt *et al.*, 1960). O elemento de volume representativo (EVR) do modelo deve ser muito grande, em relação ao tamanho dos blocos, mas precisa permanecer pequeno em relação ao volume total do aquífero. As hipóteses básicas, são:

- a taxa de drenagem retardada dos blocos para as fraturas, por unidade de volume de rocha, é proporcional ao diferencial de pressão entre os dois domínios componentes do modelo;

- o fluxo dos blocos para as fraturas é estacionário, enquanto que o fluxo das fraturas para o poço é transiente;
- a variação de volume do fluido, por conta da compressibilidade das fraturas, é desprezível em relação à variação de volume que ocorre devido ao fluxo oriundo dos blocos para as fraturas;
- não existe fluxo das fraturas para os blocos;
- a variação de volume dos blocos, devido à perda de líquido para as fraturas, é desprezível em relação à variação de volume produzida pela expansão do líquido;
- os blocos são isotrópicos e o aquífero é confinado, com extensão lateral infinita, como em Theis (1935).

**Equação do rebaixamento:**

$$s_f = \frac{Q}{4\pi T_f} \int_0^\infty J_0(xr) \left[ 1 - \exp\left(\frac{-\beta t x^2}{1+B_f^2 x^2}\right) \right] \frac{dx}{x} \quad (6.5.40)$$

**Curvas-padrão** - mono ou dilog:  $W_f(\alpha, \beta)$

$$W_f = \frac{4\pi T s_f}{Q} \quad (6.5.41)$$

$$\alpha = \frac{4K_f t}{S_{sm} r^2} \quad ; \quad \beta = \frac{r}{B_f} \quad (6.5.42)$$

**Curvas experimentais** - mono ou dilog:  $s_f$  versus  $t$

**Parâmetros:**

$$T_f = \frac{Q s_f}{4\pi s_f} \quad (6.5.43)$$

$$K_f = \frac{T_f}{b} \quad (6.5.44)$$

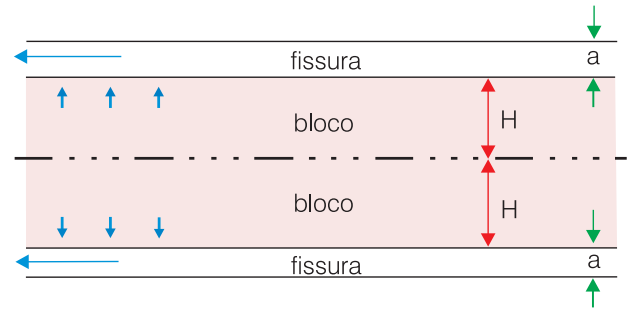
$$B_f = \frac{r}{\beta} \quad (6.5.45)$$

$$\lambda = \frac{K_f \mu}{B_f^2 \rho g} \quad (6.5.46)$$

$$S_{sm} = \frac{4K_f t}{\alpha r^2} \quad (6.5.47)$$

**Duplo Domínio com Drenagem Instantânea**

Boulton (1963) admite, como Barenblatt *et al.* (1960), que o fluxo dos blocos porosos para as fissuras acontece por conta da resposta elástica às diferenças de pressão entre pontos situados dentro e fora dos blocos. No modelo de Barenblatt *et al.* (*op. cit.*), esse fluxo acontece após um certo tempo de bombeamento, ou seja, equivale a uma **drenagem retardada** oriunda dos blocos porosos. Mas, Boulton (*op.cit.*) considera essa “drenagem retardada” (fluxo vertical ilustrado na figura 6.5.12), em todos os instantes  $t$ , a partir do início do bombeamento.



**Figura 6.5.12** - Unidade bloco-fissura e a solução de Boulton (1963).

**Equação do rebaixamento na fissura:**

$$s_f = \frac{Q}{4\pi T_f} \int_0^\infty 2J_0\left(\frac{r x}{B_f v}\right) \times \left\{ \begin{aligned} &1 - \exp[-0,5\alpha_f t \eta (1+x^2)] \times \\ &\left[ \cosh(0,5\alpha_f t q) + \frac{\eta (1+x^2)}{q} \sinh(0,5\alpha_f t q) \right] \end{aligned} \right\} \frac{dx}{x} \quad (6.5.48)$$

**Curvas-padrão** - monolog ou dilog:  $W_f(\theta, r/B_f, \eta)$

**Parâmetros:**

$$B_f^2 = \frac{T_f}{\alpha_f S_m} = \frac{K_f}{K_m} aH = \frac{K_f a}{K_m / H} = \frac{T_f}{T'_m} \quad (6.5.49)$$

$$q = \sqrt{\eta^2 (1+x^2)^2 - 4\eta x^2} \quad (6.5.50)$$

$$v = \sqrt{\frac{\eta - 1}{\eta}} \quad (6.5.51)$$

$$\eta = 1 + \frac{S_m}{S_f} \quad (6.5.52)$$

$$\theta = \frac{4T_f t}{r^2 S_f} \quad (6.5.53)$$

$$\alpha_f t = \frac{\theta}{4} \left( \frac{1}{\eta - 1} \right) \left( \frac{r}{B_f} \right) \quad (6.5.54)$$

**Sistema de Blocos e Fraturas Horizontais**

Neste caso, admite-se que a formação rochosa real, constituída de blocos irregulares, de tamanho e forma diferentes, separados por fissuras, é substituída por uma formação ideal, constituída de blocos horizontais, separados por fissuras horizontais (figura 6.5.12) e com extensão lateral infinita (Boulton & Streltsova, 1977). Os blocos rochosos idealizados com espessura constante  $2H$ , representam a espessura média dos blocos verdadeiros, enquanto que as fissuras horizontais idealizadas, com espessura  $2a$ , representam a espessura média das fissuras reais (figura 6.5.13).



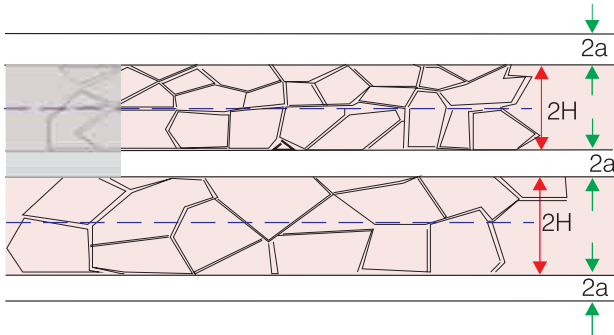


Figura 6.5.13 - Idealização de uma formação rochosa fissurada segundo Boulton & Streltsova, 1977.

Devido à simetria vertical deste sistema (figura 6.5.13), conclui-se que não existe componente de fluxo vertical através da linha central de um bloco ou de uma fissura, já que uma dessas linhas centrais representa o topo, e a outra, a base do aquífero. Assim sendo, para fins de análise, Boulton & Streltsova (*op.cit.*) consideram o fluxo apenas em uma unidade, bloco-fissura, compreendida entre as linhas centrais de um bloco e da fissura adjacente.

Um módulo bloco-fissura (2H-2a), sombreado na figura 6.5.13, ampliado e associado a um poço de bombeamento, é ilustrado na figura 6.5.14 como um elemento representativo de dimensões **H** e **a**, no plano vertical de coordenadas (z, r). Streltsova-Adams (1978) estuda dois casos: um, mais simples, em que o fluxo no bloco poroso é suposto vertical e outro, incluindo componentes de fluxo horizontal e vertical no bloco poroso. Ambos são apresentados a seguir.

**Caso 1- Fluxo vertical no bloco**

Para esse caso mais simples (fig. 6.5.14), restrito a fluxo vertical no bloco poroso, a dedução das equações do rebaixamento se faz com base nas seguintes hipóteses:

- o fluxo na fratura é confinado e obedece à lei de Darcy;

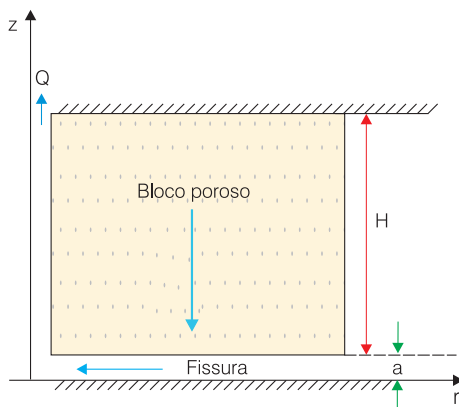


Figura 6.5.14 - Elemento bloco-fissura, de um meio fissurado com fluxo vertical no bloco (modificado de Boulton & Streltsova, 1977).

- o bloco rochoso e a fratura são compressíveis;
- o fluxo é vertical no bloco poroso e horizontal na fissura, ou seja, a entrada de água para o poço se faz apenas pela fratura;
- não existe resistência ao fluxo ao longo do contato bloco-fissura;
- a espessura da fissura (ao longo da qual se considera o rebaixamento), é pequena em relação à espessura do bloco;
- o raio do poço é desprezível e a descarga bombeada é constante, a partir do instante t = 0.

**Equações do rebaixamento, na fissura e na matriz dos blocos:**

$$s_f = \frac{Q}{2\pi T_f} \int_0^\infty x' J_0 \left( \frac{r}{B_f} x' \right) \left[ \sum_{j=1}^\infty \psi_j \right] dx' \tag{6.5.55}$$

$$s_m = \frac{Q}{2\pi T_f} \int_0^\infty x' J_0 \left( \frac{r}{B_f} x' \right) \left[ \sum_{j=1}^\infty \psi_j \phi_j \right] dx' \tag{6.5.56}$$

onde:

$$\psi_j = \frac{1 - \exp[-0,25\beta_j^2 (S_f/S_m)(r/B_f)^2 \theta]}{(S_f/S_m)\beta_j^2 + 0,5\beta_j(\tan\beta_j + \beta_j \sec^2 \beta_j)} \tag{6.5.57}$$

$$c = \frac{T_m}{T_f} \tag{6.5.58}$$

sendo  $\beta_j$  uma raiz positiva da equação.

$$(S_f/S_m)\beta_j^2 + \beta_j \tan\beta_j = x'^2 \tag{6.5.59}$$

**Curvas-padrão:**

$$W_f(\alpha, \beta, S_f/S_m) \text{ e } W_m(\alpha, \beta, S_f/S_m)$$

$$W_f = \frac{4\pi T s_f}{Q} \text{ e } W_m = \frac{4\pi T s_m}{Q} \tag{6.5.60}$$

$$\alpha = \frac{4T_f t}{r^2 S_f} \text{ e } \beta = \frac{r}{B_f} \tag{6.5.61}$$

$$c = \frac{T_m}{T_f} = \left( \frac{H}{B_f} \right)^2 \tag{6.5.62}$$

**Parâmetros:**

$$T_f = \frac{Q}{4\pi s_f} W_f = \frac{Q}{4\pi s_m} W_m \tag{6.5.63}$$

$$S_f = \frac{4 t T_f}{\alpha r^2} \tag{6.5.64}$$

$$T_m = c T_f \tag{6.5.65}$$

$$B_f = \frac{H}{\sqrt{c}} \tag{6.5.66}$$

**Caso 2 - O fluxo no bloco possui componentes horizontal e vertical**

Este caso é ilustrado na figura 6.5.15 e as hipóteses consideradas, são:

- o fluxo na fratura é confinado e obedece à lei de Darcy;
- o bloco rochoso e a fratura são compressíveis;
- a entrada de água para o poço se faz tanto pela fratura quanto pelo bloco, já que existe componente horizontal de fluxo no bloco;
- não existe resistência ao fluxo ao longo do contato bloco-fissura;
- a espessura da fissura (ao longo da qual se considera o rebaixamento) é pequena em relação à espessura do bloco;
- o raio do poço é desprezível e a descarga bombeada é constante, a partir do instante  $t = 0$ .

**Equações do rebaixamento na fissura e na matriz dos blocos:**

$$s_f = \frac{-Q}{2\pi (T_f + T_m)} \int_0^\infty x J_0 \left( \frac{r}{H} x \right) \left[ \sum_{j=1}^\infty \Psi_j \right] dx \quad (6.5.67)$$

$$s_m = \frac{-Q}{2\pi (T_f + T_m)} \int_0^\infty x J_0 \left( \frac{r}{H} x \right) \left[ \sum_{j=1}^\infty \Psi_j \Phi_j \right] dx \quad (6.5.68)$$

$$\Psi_j = \frac{1 - e^{-\lambda_j^2 t}}{(\lambda_m)_j H^2 \chi_j} \left[ 1 + \frac{c_1 \tan(\mathfrak{R}_m)_j}{(\mathfrak{R}_m)_j} \right] \quad (6.5.69)$$

$$\Phi_j = \frac{\left\{ \cos \left[ (\mathfrak{R}_m)_j \left( 1 - \frac{z}{H} \right) \right] \right\}}{\cos(\mathfrak{R}_m)_j} \quad (6.5.70)$$

$$(\lambda_m)_j = - \frac{T_m}{H_m S_m} [x^2 + (\mathfrak{R}_m)_j^2] \quad (6.5.71)$$

$$\chi_j = \frac{S_f}{T_f} + \frac{c_2}{2} \frac{S_m}{T_m} \left[ \frac{\tan(\mathfrak{R}_m)_j}{(\mathfrak{R}_m)_j} + \sec^2(\mathfrak{R}_m)_j \right] \quad (6.5.72)$$

$$c_1 = \frac{T_m S_f}{T_f S_m} \quad c_2 = \frac{T_m}{T_f} \quad T = T_m + T_f \quad (6.5.73)$$

$(\mathfrak{R}_m)_j$  é uma raiz positiva da equação.

$$(\mathfrak{R}_m)_j [c_1 (\mathfrak{R}_m)_j + c_2 \tan(\mathfrak{R}_m)_j] = (1 - c_1) x^2 \quad (6.5.74)$$

**Curvas-padrão:**

$W_f(\alpha, \beta, c)$  e  $W_m(\alpha, \beta, c)$

$$W_f = \frac{4\pi T s_f}{Q} \quad e \quad W_m = \frac{4\pi T s_m}{Q} \quad (6.5.75)$$

$$\alpha = \frac{4T_f t}{r^2 S_f} \quad \beta = \frac{r}{H} \quad c = \frac{T_m}{T_f} \quad (6.5.76)$$

**Parâmetros:**

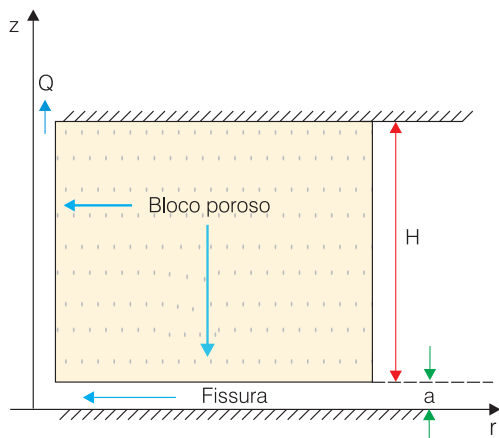
$$\begin{cases} T = \frac{Q}{4\pi s_f} W_f \\ T = \frac{Q}{4\pi s_m} W_m \end{cases} \quad (6.5.77)$$

$$T_f = \frac{T}{1 + c_2} \quad (6.5.78)$$

$$T_m = c_2 T_f \quad (6.5.79)$$

$$S_f = \frac{4 t T_f}{\alpha r^2} \quad (6.5.80)$$

$$S_m = \frac{c_2 S_f}{c_1} \quad (6.5.81)$$



**Figura 6.5.15** - Elemento bloco-fissura de uma formação fraturada, com fluxos horizontal e vertical no bloco (modificado de Boulton & Streltsova, 1977).

**6.5.4 Geometria Fractal Aplicada**

Atualmente, o emprego da geometria fractal nas pesquisas para avaliação de propriedades hidráulicas em formações geológicas heterogêneas, é considerado como um campo promissor. De fato, muitos autores estão desenvolvendo trabalhos nesse campo, visando solucionar problemas de fluxo e transporte de contaminantes em zonas fraturadas. Alguns dos modelos propostos para análise da distribuição transiente de pressões em testes de bombeamento de poços em meio fraturado (Doughy, 1994; Acuna & Yortsos, 1995), se baseiam na geração de fractais sintéticos usando sistemas de funções iteradas ou SFI (Barnsley, 1988). Todavia, a geração de redes fractais sintéticas, nos dois modelos citados, admite o conceito de auto-similaridade, que implica em um meio isotrópico.

O meio fissural das rochas cristalinas é tipicamente anisotrópico e exibe heterogeneidades em todas as escalas. Por isso a tendência atual parece indicar que a solução do problema de fluxo para poços no cristalino (reconhecida como bastante difícil por métodos determinísticos), talvez se torne mais simples por métodos estatísticos. Estudos mais recentes (Chemingui, 2001) de meios aleatórios caracterizados por funções de correlação Gaussiana, exponencial e de Von Karman, continuam a indicar como meta para o futuro a formulação do problema inverso para estimar os parâmetros do meio anisotrópico, isto é, a razão de anisotropia e a dimensão fractal de Hausdorff.

## Conceitos Básicos

### Condutor Hidráulico Aleatório

O termo aquífero, no sentido em que é aplicado a uma formação geológica granular, entendida como uma **formação capaz de armazenar e transmitir água**, pode ser aplicado, em escala regional, a uma formação de rochas cristalinas. Todavia, considera-se que essa denominação é imprópria, em escala mesoscópica, e, portanto, para um teste de bombeamento em um poço perfurado em um domínio de rocha cristalina fraturada, ao invés do termo  **aquífero**  deve-se empregar o conceito de **condutor hidráulico** (Gustafson & Krásný, 1994) para o sistema **poço-blocos-fendas associadas**.

Mais explicitamente, suponha-se um poço construído em um ponto  $(x_0, y_0)$ , no espaço bidimensional  $(x, y)$ , ocupado por rochas fraturadas. O conjunto {poço + fendas interconectadas + blocos de matriz impermeável + manto de cobertura} constitui um **condutor hidráulico** (CH). Admite-se que o **CH** pode conter uma ou mais fraturas interconectadas com o poço através da superfície de controle. Assim, ele é uma amostra aleatória do aquífero cristalino regional. O teste de bombeamento pode, então, ser encarado como um experimento probabilístico, conduzido com vazões de diferentes magnitudes.

### Dimensão Fractal

O termo **dimensão fractal** é algumas vezes usado para referir-se ao que geralmente se conhece como **dimensão de capacidade** (que, grosseiramente falando, é o expoente **D** na expressão  $n(\epsilon) = \epsilon^{-D}$ ). É também chamado dimensão de Hausdorff, dimensão de Hausdorff-Besicovitch, na qual são permitidos valores não integrais. Objetos que possuem dimensão de capacidade diferente da dimensão topológica (Euclidiana, que é sempre inteira) são chamados fractais.

Na geometria Euclidiana, o comprimento **L** de um objeto retilíneo medido com uma unidade de medida (por exemplo, m, dm, cm, mm etc.) é dado por  $L = N\epsilon = \text{constante}$  (1 m, 10 dm, 100 cm, 1.000 mm). Note

que usando um fator de redução  $r = 10$  no tamanho de  $\epsilon$ , o valor de **N** aumenta em 10 vezes, posto que o objeto retilíneo tem um comprimento constante finito. Observe, ainda, que  $\epsilon$  está implicitamente elevado à potência 1, correspondente à dimensão topológica na qual estamos efetuando as medidas. Se o objeto fosse um retângulo, essa dimensão seria 2.

Já o comprimento  $L = N\epsilon$  de um objeto irregular, como, por exemplo, uma linha costeira, não é constante. Na verdade, quando  $\epsilon \rightarrow 0$ , o  $\lim N\epsilon \rightarrow \infty$ . Ou seja, o comprimento do objeto irregular depende da escala de medida. Mandelbrot (1967), descobriu que o comprimento **F** de uma linha costeira irregular é dado por:

$$F = N\epsilon^D = \text{constante} \quad (6.5.82)$$

independe da unidade de medida  $\epsilon$  e **D** é a dimensão que torna constante o valor de **F**. Portanto, **F** é o comprimento da linha costeira medida na dimensão **D**, chamada **dimensão fractal**.

### Limite de Corte Fractal

Uma das limitações da aplicação da geometria fractal no estudo dos problemas de fluxo e transporte de solutos em meio fraturado, se deve ao fato de que o comprimento de uma curva fractal cresce sem limite quando a unidade de medida tende para zero. Ou seja, para que a extensão do caminho percorrido por uma partícula fluida, de um certo ponto do domínio fraturado até o poço de bombeamento (curva fractal), seja finita, é preciso que a unidade de medida  $\epsilon$  tenha um limite inferior, chamado **limite de corte fractal** ( $\epsilon_0$ ). O maior valor que  $\epsilon_0$  pode assumir deve ser o tamanho do elemento de volume representativo - EVR (Bear, 1972), que possa ser definido no meio heterogêneo em estudo.

### Conceito de Capacidade Específica Fractal

Segundo Turcotte (1992), um conjunto fractal pode ser definido pela expressão:

$$N_n = \frac{C}{r_n^D} \quad (6.5.83)$$

sendo **N<sub>n</sub>** o número de unidades de medida, fragmentos ou "caixas" - para usar a linguagem do método de contagem de caixas (Peitgen *et al.*, 1992) - no qual um dado objeto pode ser sucessivamente ( $n = 1, 2, \dots$ ) dividido, com um fator de redução de escala **r<sub>n</sub>**; **C** uma constante de proporcionalidade e **D** a dimensão fractal.

Seja um teste de bombeamento realizado com descarga variável em um condutor hidráulico aleatório. Durante o experimento, de duração **t<sub>v</sub>**, um certo número **n** de medidas discretas de vazão não-uniforme **Q<sub>i</sub>** e de rebaixamento **s<sub>i</sub>**, é feito em diferentes instantes **t<sub>i</sub>**. Por definição, a capacidade específica **y<sub>i</sub>** do condutor hidráulico é uma função temporal discreta de duas variáveis, vazão e rebaixamento:

$$y_i = \frac{Q_i}{s_i} \quad (6.5.84)$$

sendo  $y_i$  a capacidade específica para descarga variável [ $L^2/T$ ],  $Q_i$  a descarga variável com o tempo [ $L^3/T$ ] e  $s_i$  o rebaixamento medido no poço [ $L$ ].

Suponha-se, agora, que é possível aproximar os valores de  $y_i$  pela expressão:

$$y_i^* = \frac{Q^*}{s_i^d} = \frac{Q^*}{s_i^*} \quad (6.5.85)$$

sendo  $y_i^*$  a capacidade específica fractal [ $L^2/T$ ],  $Q^*$  a descarga fractal constante equivalente [ $L^{d+2}/T$ ],  $s_i^*$  o rebaixamento fractal [ $L^d$ ] e  $d$  a dimensão fractal do fluxo.

Comparando as equações (6.5.85) e (6.5.83), pode-se notar que ambas caracterizam uma mesma lei de potência, com o rebaixamento  $s$  representando o fator de redução de dimensão linear [ $L$ ] característico do experimento. Pode-se então concluir, em virtude das definições, que  $y^*$  é um conjunto fractal (Manoel Filho, 1996).

### Propriedades Fractais de Dados de Poços

#### Variação de Densidade do Meio Fraturado

Uma das propriedades dos fractais estabelece que a densidade de massa ou de volume, decresce segundo uma lei de potência, à medida que aumenta o tamanho da região considerada (Mandelbrot, 1983; Feder, 1988 *apud* Acuna & Yortsos, 1995). Seja uma rede bidimensional de fraturas (figura 6.5.16a), dentro da qual se delimita uma superfície de controle representada por um círculo de raio  $r$  e área  $A$ , contendo uma única fratura (figura 6.5.16b) representativa do espaço fraturado real, em cujo centro temos um poço. A quantidade de “massa” ou “volume”  $M$ , da fratura contida no círculo, satisfaz as relações  $M \propto r$  e  $A \propto r^2$  e resultam em uma densidade  $\rho = M/A$  que se caracteriza por  $\rho \propto r^{-1}$ .

Supondo que o meio fraturado (representado pela fratura) tem dimensão fractal  $D$ , embutida em um meio poroso de dimensão topológica  $E$  (Euclidiana), no caso bidimensional ( $E=2$ ), então  $M \propto r^D$  e  $V \propto r^d$ . A densidade segue a seguinte lei:

$$\rho(r) \propto r^{D-E} \quad (6.5.86)$$

A porosidade da região de raio  $r$  não é constante, mas é dada pela expressão:

$$n(r) = n_0 (r / r_0)^{D-E} \quad (6.5.87)$$

na qual  $n_0$  é o seu valor em  $r / r_0$ .

O valor  $r_0$  é interpretado como limite de corte fractal, ou seja, o menor tamanho de bloco na rede de fraturas acima do qual se observa um comportamento fractal. A determinação desse valor continua sendo uma questão em aberto (Acuna & Yortsos, *op. cit.*).

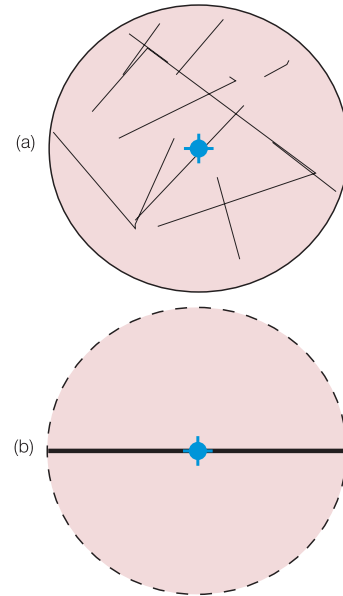


Figura 6.5.16 - Propriedades fractais de redes bidimensionais de fraturas.

A permeabilidade global não é constante, mas varia com a distância segundo a relação (Sahimi & Yortsos, 1990):

$$K = k_0 (r / r_0)^{D-E-\theta} \quad (6.5.88)$$

sendo  $\theta$  um expoente de transporte, que está relacionado com a conectividade da rede de fraturas.

Para redes de percolação,  $\theta$  está relacionado com expoentes fractais chave  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  e  $\alpha_3$ , (que pertencem à condutividade, probabilidade de percolação e comprimento de correlação, respectivamente) através da equação  $\theta = (\alpha_1 - \alpha_2) / \alpha_3$ . Para redes de percolação 3-D, é sabido que  $\theta = 1,784$  (Isichenko, 1992 *apud* Acuna & Yortsos, 1995). Para redes bidimensionais de percolação, Jacobs & Thorpe (1996) determinaram:  $\alpha_1 = -0,48 \pm 0,05$ ;  $\alpha_2 = 0,175 \pm 0,02$ ;  $\alpha_3 = 1,21 \pm 0,06$ , o que corresponde a  $\theta = -0,54$ .

Baseados na teoria dos fractais, Chang & Yortsos (1990) mostraram que a resposta de um poço produtor com vazão constante, em termos de distribuição da pressão transiente a uma distância  $r$  no tempo  $t$  é dada pela expressão geral:

$$p(r,t) = \frac{r^{(2+\theta)(1-\delta)}}{\Gamma(\delta)(2+\theta)} \Gamma\left(1-\delta, \frac{r^{(2+\theta)}}{(2+\theta)^2 t}\right) \quad (6.5.89)$$

sendo:

$$\delta = \frac{D}{2+\theta} = \frac{\beta}{2} \quad (6.5.90)$$

onde  $\beta$  é a dimensão espectral (Mandelbrot, 1983),  $\Gamma(X)$  é a função gama e  $\Gamma(X,Y)$  é a função gama incompleta.

No próprio poço bombeado,  $r = r_w$  a distribuição de pressão transiente é dada por:

$$p(r,t) = \frac{\Gamma(\delta-1)r_w^{(2+\theta)(1-\delta)}}{\Gamma(\delta)(2+\theta)} + \frac{(2+\theta)^{(1-2\delta)}}{(1-\delta)\Gamma(\delta)} \quad (6.5.91)$$

A dimensão fractal **D** do meio fraturado na região **r** é dada por:

$$D = \frac{5-\beta}{2} \quad (6.5.92)$$

**Auto-Afinidade dos Testes de Produção**

Considere-se agora um teste de produção em duas etapas de bombeamento, realizadas com vazões fractais constantes equivalentes  $Q_1^*$  e  $Q_2^*$  [ $L^{d+2}/T$ ] de dimensões fractais  $d_1$  e  $d_2$  respectivamente, produzindo rebaixamentos fractais  $s_1^*$  e  $s_2^*$  [ $L^d$ ].

Reverendo os trabalhos publicados no período de 1974-1994 sobre testes de campo e de laboratório, conduzidos em uma única fratura aberta, Atkinson *et al.* (1994) confirmaram que a evolução do rebaixamento no poço em função da vazão pode ser bem aproximada pela equação de Rorabaugh (1953):

$$s = BQ + CQ^n \quad (6.5.93)$$

que possui a seguinte equação dimensional:

$$[L] = \left[ \frac{T}{L^2} \times \frac{L^3}{T} \right] + \left[ \frac{T^n}{L^{3(n-1)}} \times \frac{L^{3n}}{T^n} \right] \quad (6.5.94)$$

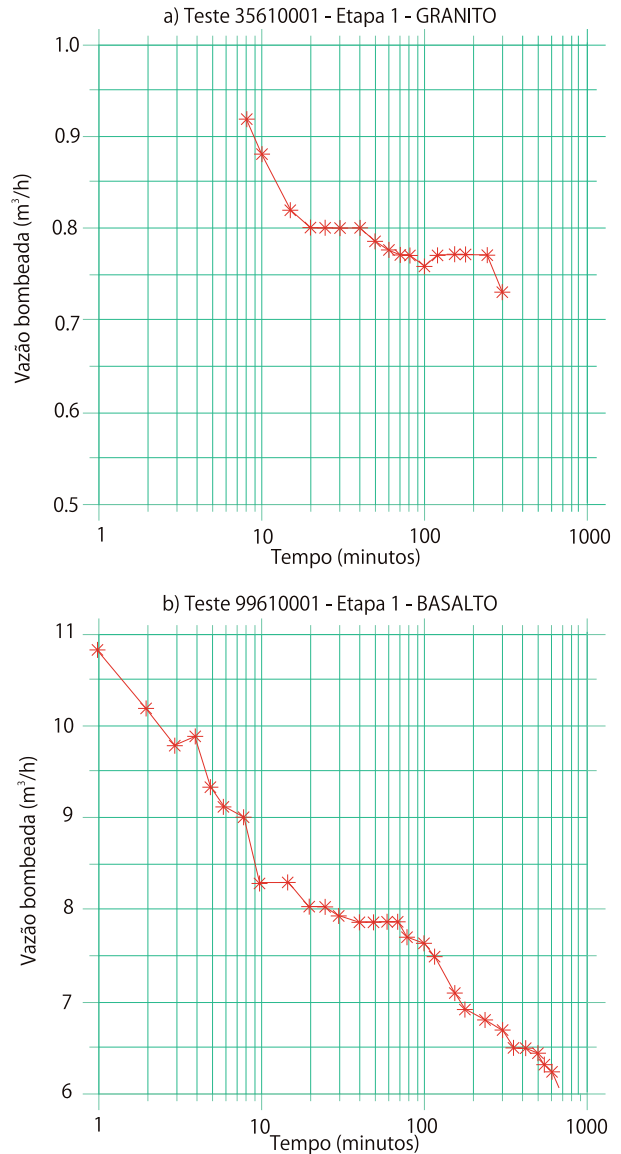
e na qual, para um certo tempo  $t_b$ , os coeficientes **B** e **C** são supostos constantes e **n** varia tipicamente entre 2 e 3. Mais precisamente, **Q** é a descarga constante bombeada [ $L^3/T$ ], **s** é o rebaixamento no poço ou perda de carga total no poço [**L**], **B** é o coeficiente de perda laminar [ $T/L^2$ ] e **C** é o coeficiente de perda turbulenta [ $T^n/L^{3(n-1)}$ ].

Normalmente, no domínio das rochas cristalinas da região semi-árida do Nordeste do Brasil, mesmo para curtos períodos de tempo, é muito difícil realizar um teste de bombeamento com vazão constante. Por via de regra, os testes apresentam vazões com tendência de decaimento (figura 6.5.17), o que invalida o uso dos métodos tradicionais de estimativa dos parâmetros físicos do meio. O problema da variabilidade da descarga pode ser superado usando a lei de potência (equação 6.5.95), característica da capacidade específica fractal, através da qual obtém-se uma descarga fractal constante  $Q^*$  de dimensão [ $L^{d+2}T^{-1}$ ] (Manoel Filho, 1996). Neste caso, verifica-se que a expressão correspondente da equação de Rorabaugh (6.5.93), para um fluxo constante de dimensão fractal, seria:

$$s^* = BQ^* + C(Q^*)^\alpha \quad (6.5.95)$$

com equação dimensional:

$$[L^d] = \left[ \frac{T}{L^2} \times \frac{L^{(d+2)}}{T} \right] + \left[ \frac{T^\alpha}{L^2(L^{(d+2)})^{(\alpha-1)}} \times \frac{(L^{(d+2)})^\alpha}{T^\alpha} \right] \quad (6.5.96)$$



**Figura 6.5.17** - Exemplos de curvas de variação de descarga com o tempo durante testes de bombeamento em poços perfurados em rochas cristalinas do Nordeste do Brasil. a) Granito Meruoca - CE; b) Basalto de Fernando de Noronha.

sendo  $Q^*$  a vazão fractal constante equivalente [ $L^{d+2}/T$ ],  $s^*$  o rebaixamento fractal equivalente [ $L^d$ ], **D** a dimensão fractal, **B** o coeficiente da perda fractal ( $BQ^*$ ) laminar equivalente [ $T/L^2$ ] e **C** o coeficiente da perda fractal turbulenta equivalente [ $L^{(d+2)}/T$ ] $^\alpha$ .

Explicitamente, a expressão (6.5.96) para o caso do rebaixamento fractal transiente discreto pode ser escrita da seguinte forma:

$$s_t^* = B_t Q^* + C_t (Q^*)^\alpha \quad (6.5.97)$$

ou ainda:

$$\frac{s_t^*}{Q^*} = B_t + C_t (Q^*)^{(\alpha-1)} \quad (6.5.98)$$

Na equação (6.5.98), os coeficientes  $B_t$  e  $C_t$ , desconhecidos, podem ser determinados solucionando-se o seguinte sistema:

$$\begin{aligned} s_1^{d_1} &= B_t Q_1^* + C_t Q_1^{*\alpha} \\ s_2^{d_2} &= B_t Q_2^* + C_t Q_2^{*\alpha} \end{aligned} \quad (6.5.99)$$

fazendo, em primeira aproximação:

$$\alpha = \frac{d_1 + d_2}{2}$$

Dois exemplos mostrando o comportamento do sinal dos coeficientes  $B_t$  e  $C_t$  com o tempo são ilustrados na figura 6.5.18.

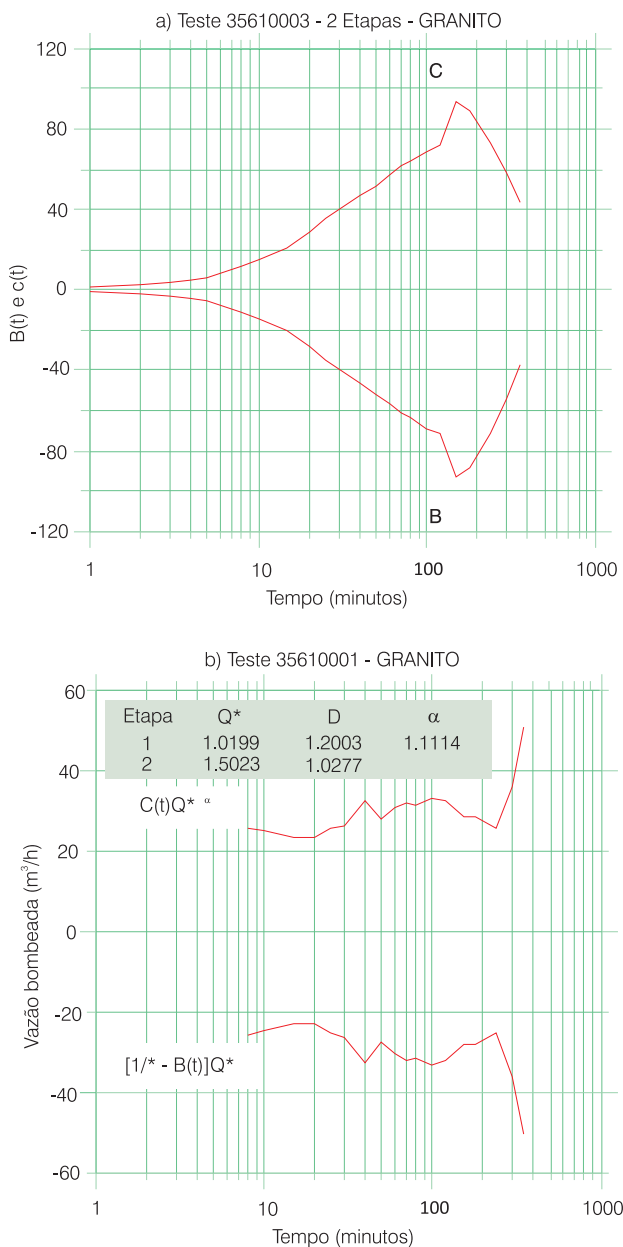


Figura 6.5.18 - Comportamento do sinal dos coeficientes  $B_t$  e  $C_t$  das componentes do rebaixamento fractal com o tempo em testes de produção realizados no granito Meruoca, Sobral-CE.

Da equação (6.5.98), usando a equação (6.5.93), obtém-se, em função da capacidade específica fractal:

$$\left[ \frac{1}{y_t^*} - B_t \right] = C_t Q^{*(\alpha-1)} \quad (6.5.100)$$

ou, finalmente, usando a descarga fractal constante  $Q^*$  como fator de escala:

$$\left[ \frac{1}{y_t^*} - B_t \right] Q^* = C_t (Q^*)^\alpha \quad (6.5.101)$$

A equação (6.5.101) é da forma:

$$g_1(t) Q^* = g_2(t) Q^{*\alpha} \quad (6.5.102)$$

sendo  $g_1(t) [T/L^2]$  e  $g_2(t) [T/L^2(L^{d+2})^{\alpha-1}]$  duas séries temporais representando os coeficientes das perdas fractais do poço, associadas, respectivamente, com o fluxo laminar e com o fluxo turbulento.

Neste ponto vale lembrar que duas séries temporais  $x_1(t)$  e  $x_2(t)$  são ditas **fractais auto-afins** e possuem as mesmas propriedades estatísticas, se obedecerem à seguinte relação (Turcotte, 1992):

$$x_1(t)r = x_2(t) \cdot r^H \quad (6.5.103)$$

na qual  $r$  é um fator de escala e  $H$  é a medida de Hausdorff.

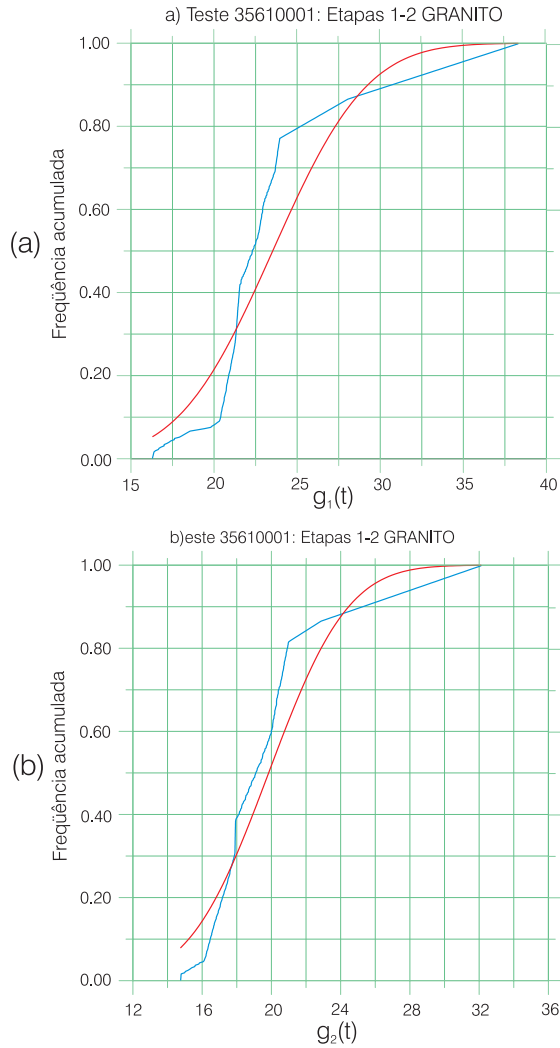
Comparando as equações (6.5.102) e (6.5.103), conclui-se que os testes de produção em meio fraturado exibem propriedades fractais (ou seja, são fractais auto-afins, característicos de meios anisotrópicos). Isto significa que no espaço bidimensional dos coeficientes  $B_t$  e  $C_t$ , a função  $f[B_t Q^* + C_t (Q^*)^\alpha]$  é estatisticamente similar a  $f(B_t, C_t)$ , e  $\alpha$  é a medida de Hausdorff, a ser determinada através de análise espectral.

Ainda segundo (Turcotte, *op. cit.*), uma condição necessária para que uma função  $x(t)$  seja um fractal *auto-afin* é que:

$$\text{prob} \left[ \frac{x(t+\tau) - x(t)}{\tau^H} < x' \right] = F(x') \quad (6.5.104)$$

Em (6.5.104)  $F(x')$  é a distribuição normal e, assim, os valores de  $x(t)$  possuem uma distribuição Gaussiana que independe do valor de  $H$ . Se os valores discretos de  $x(t)$  fossem pontos aleatórios sem nenhuma correlação entre si, o valor esperado de  $H$  seria nulo (ruído branco). Pela equação (6.5.103), se  $0 < H < 1$ , então os valores de  $x(t)$  são pontos aleatórios, mas correlatos com os valores adjacentes (ruído *Browniano*). Para um ruído *Browniano*,  $H = 1/2$ . Um ruído *Browniano* é análogo a um deslocamento aleatório (*random walk*) e pode ser gerado por um processo iterativo do tipo: 1) olhe para o leste e lance uma moeda; 2) cara, dê um passo à direita (sul); 3) coroa, dê um passo à esquerda (norte); 4) dê um passo para oeste e repita o processo.

A figura 6.5.19 ilustra a distribuição de frequência das funções:



**Figura 6.5.19** - Distribuição Gaussiana ajustada aos valores das funções (a)  $g_1(t) = [(1/y_t^*) - B_t]$  e (b)  $g_2(t) = C_t$  para um teste de produção em duas etapas em poço perfurado no granito Meruoca, Sobral-CE.

$$g_1(t) = \left[ \frac{1}{y_t^*} - B_t \right] \text{ e } g_2(t) = C_t$$

mostrando que elas apresentam as mesmas propriedades estatísticas.

### Cálculo da Dimensão Espectral e da Medida de Hausdorff

Os fractais *auto-afins* são geralmente tratados usando técnicas espectrais (ver, por exemplo, Press *et al.*, 1986) aplicadas a uma série temporal que é aleatória e possui um dado espectro. Essa função pode ser expressa no domínio físico como  $x(t)$  ou no domínio da frequência  $f$ , em termos da amplitude  $X(f, T)$  sendo  $T$  o intervalo de tempo da série temporal. A quantidade  $X(f, T)$  é, geralmente, um número complexo que indica a fase do sinal. A amplitude, no domínio da frequência, é obtida usando a transformada de Fourier de  $x(t)$  no intervalo  $0 < t < T$ , dada por:

$$X(f, T) = \int_0^T x(t) \exp(2\pi i f t) dt \tag{6.5.105}$$

sendo  $i = \sqrt{-1}$ .

A densidade de potência espectral de  $x(t)$  é definida no limite quando  $T \rightarrow \infty$ , por:

$$S(f) = \frac{1}{T} |X(f, T)|^2 \tag{6.5.106}$$

O produto  $S(f)df$  é a potência na série temporal, associada com a faixa de frequência entre  $f$  e  $f + df$ .

Para uma série temporal que é fractal, a densidade de potência espectral,  $S(f)$  em função da frequência  $f$ , segue uma lei de potência do tipo

$$S(f) \propto f^{-\beta} \tag{6.5.107}$$

conforme se vê na figura 6.5.19. As relações entre  $\beta$ ,  $H$  e  $D$  (dimensão fractal independente de escala) são obtidas da relação:

$$\beta = 2H + 1 = 5 - 2D \tag{6.5.108}$$

Os gráficos da figura 6.5.20, avaliados com os dados da primeira e segunda etapa do teste de produção em três etapas, realizado no poço 35610004 (Poço Jordão nº 4), mostram que o valor esperado para o expoente  $\beta$  é o seu valor médio  $\beta = 2,33$ . Com esse valor, a medida de Hausdorff (equação 6.5.108) é  $H = 0,67$  e a dimensão fractal invariante de escala  $D = 1,34$ .

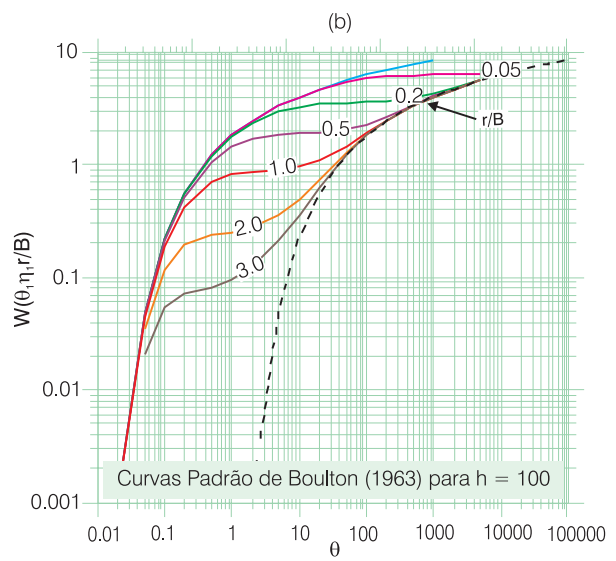
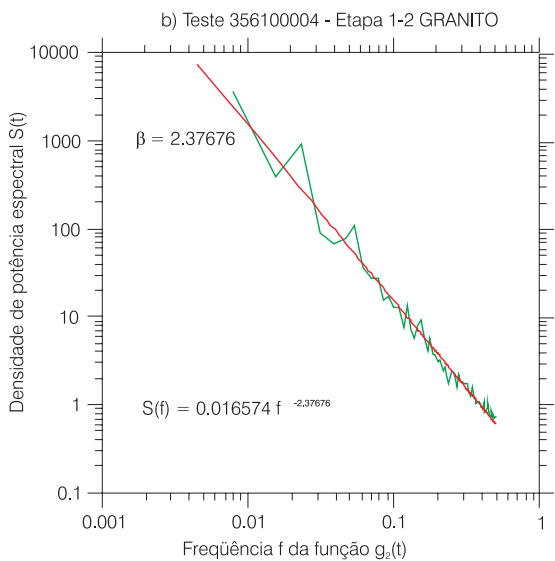
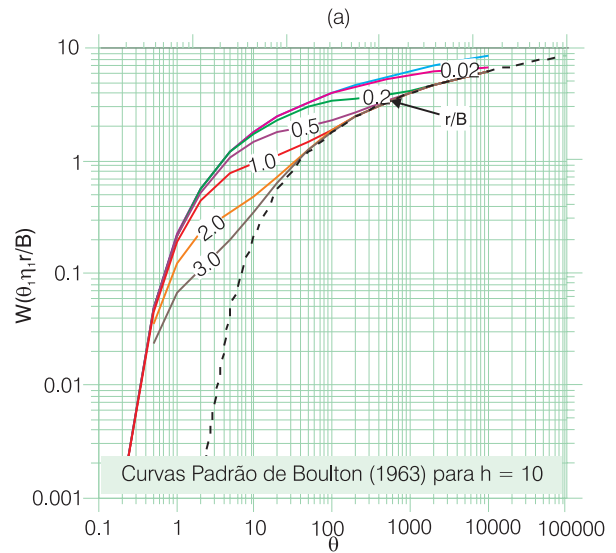
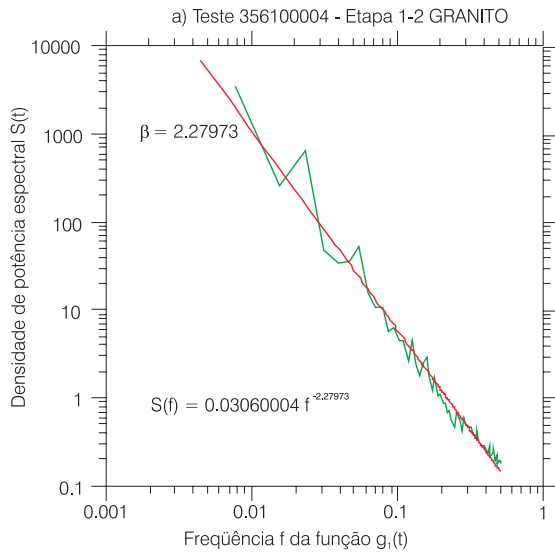
De acordo com esse modelo de meio heterogêneo aleatório, não existem perdas lineares em um poço de bombeamento em meio fraturado, ou seja, todas as perdas no condutor hidráulico apresentam dimensão fractal  $[L^d]$ , sendo  $d$  a dimensão do fluxo bombeado.

### Cálculo dos Parâmetros Hidráulicos Usando a Capacidade Específica Fractal

#### Modelo de Boulton & Streltsova (1977)

O cálculo dos parâmetros hidráulicos é feito da seguinte maneira:

- i construção, em um mesmo gráfico, das curvas de variação da vazão bombeada e do nível dinâmico, em função do tempo, destacando a posição da(s) fenda(s) produtora(s) principal (ais), e definindo o rebaixamento máximo permissível no nível da fenda produtora mais profunda. Isto facilita uma visualização dos efeitos do fluxo variável e das entradas de água para o poço, na curva de rebaixamento *versus* tempo.
- ii construção da curva de capacidade específica ( $y$ ) *versus* rebaixamento ( $s$ ), em coordenadas bilogarátmicas e ajuste à mesma de uma lei de potência do tipo  $y^* = Q^* S^{-d}$ , para obtenção dos parâmetros  $d$  (dimensão fractal do fluxo) e  $Q^*$  (descarga fractal constante).

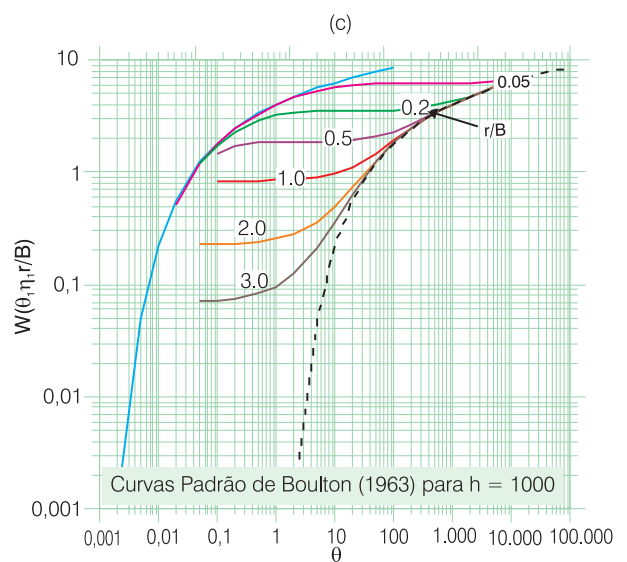


**Figura 6.5.20** - Densidade de potência espectral em função da frequência para as funções  $g_1(t) = [(1/y_1^*) - B_1]$  e  $g_2(t) = C_1$  correspondentes a um teste de produção em poço perfurado no granito Meruoca, Sobral-CE.

- iii) construção da curva de variação da capacidade específica fractal com o tempo (ou do rebaixamento fractal com o tempo), em gráfico bilogárptico, fazendo a superposição da mesma com uma das curvas da família de curvas-padrão de Boulton (figura 6.5.21).
- iv) a integral infinita da equação (6.5.48) é simbolicamente representada pela função  $W(\theta, \eta, r/B)$ , de modo que o rebaixamento na fissura pode ser expresso por:

$$s_i^* = \frac{Q^*}{4\pi T_i} W(\theta, \eta, r/B) \quad (6.5.109)$$

- v) determinação dos parâmetros com as equações apresentadas a seguir, obtidas a partir da expressão (6.5.109):



**Figura 6.5.21** - Curvas padrão de Boulton (1963) em coordenadas bilogárpticas para a função do poço em meio fraturado,  $W(\theta, \eta, r/B)$  para  $\eta=10$ ;  $\eta=100$  e  $\eta=1.000$ .



**Transmissividade:**

$$T_f = \frac{y^*}{4\pi} W(\theta, \eta, r/B)s \quad (6.5.110)$$

**Difusividade<sup>(1)</sup>:**

$$\delta = \frac{T_f}{S_f} = \frac{\theta}{4} \frac{r^2}{t} \quad (6.5.111)$$

**Armazenamento nas fraturas:**

$$S_f = T_f \times \frac{1}{\delta r^2} \quad (6.5.112)$$

**Armazenamento na matriz:**

$$S_m = S_f(\eta - 1) \quad (6.5.113)$$

**Abertura média das fraturas (a):**

$$a = \left[ T_f \frac{12v}{g} \right]^{1/3} \quad (6.5.114)$$

**Condutividade hidráulica (K<sub>f</sub>):**

A condutividade hidráulica das fraturas é obtida dividindo-se a transmissividade pela abertura média das fraturas, ou seja, através da relação:

$$K_f = \frac{T_f}{a} \quad (6.5.115)$$

**Permeabilidade**

$$k_f = K_f \frac{v}{g} \quad (6.5.116)$$

**Porosidade do condutor hidráulico (η):**

A porosidade do condutor hidráulico, é obtida de uma relação entre superfícies, a saber: área de vazios e área total da superfície de controle:

$$n = \frac{2\pi r_w a}{2\pi r_w h_i} = \frac{a}{h_i} \quad (6.5.117)$$

## Modelo Aleatório Fractal Auto-afin

De acordo com as equações (6.5.87) e (6.5.88), os parâmetros de armazenamento (porosidade) e de transporte (condutividade hidráulica) não são constantes, mas variam com a escala **r**. Em virtude da dificuldade de avaliar **r<sub>0</sub>**, correspondente à menor escala de corte, ou seja, ao menor tamanho de bloco que represente a rede de fraturas acima do qual o comportamento fractal é observado, ainda não é possível avaliar esses parâmetros de uma forma independente de escala.

A descoberta de métodos para o cálculo dessas constantes é um desafio e ainda se insere em área de pesquisa ativa na hidrogeologia.

## Exercícios Propostos

1) Para a água a 20°C, a condutividade hidráulica de 1 cm/s corresponde a uma permeabilidade de 1,02.10<sup>-5</sup> cm<sup>2</sup>. Verifique isso.

2) Três poços de observação foram perfurados em um aquífero homogêneo e anisotrópico, com as seguintes características:

Poço	x	y	Carga potenciométrica (m)
1	0	0	12
2	150	50	13,5
3	50	250	10,4

A condutividade hidráulica em m/d é igual dada por:

$$K = \begin{bmatrix} 10 & 3 \\ 3 & 5 \end{bmatrix}$$

Determine o vetor fluxo (magnitude e direção indicada pelo ângulo com o eixo +x.).

3) A condutividade hidráulica em m/d, num campo de fluxo bidimensional homogêneo e anisotrópico é dada por:

$$K = \begin{bmatrix} 4,5 & -2 \\ -2 & 1,5 \end{bmatrix}$$

O gradiente hidráulico é de 5m/km e a sua direção faz um ângulo de 30° com o eixo +x. Determine o vetor fluxo (magnitude e direção em relação ao eixo +x).

4) No campo bidimensional de fluxo de um aquífero anisotrópico, a condutividade hidráulica nas direções principais tem componentes  $k_x = 18$  m/d e  $k_y = 4,5$  m/d e gradiente hidráulico de 3 m/km, numa direção que faz um ângulo de 45° com o eixo +x. Determine o vetor fluxo **q**.

5) No problema (3), qual é o valor da condutividade hidráulica na direção do fluxo e na direção do gradiente?

6) A permeabilidade determinada por uma companhia de petróleo para uma formação geológica é de 1 darcy para o fluxo de óleo. Determine a condutividade hidráulica da formação (isto é, a condutividade da formação para o fluxo de água), em m/s e em gal/dia/pe<sup>2</sup>. Que tipo de rocha essa formação deve ter?

## Referências

- ACUNA, J. A.; YORTSOS, Y. C. Application of fractal geometry to the study of networks of fractures and their pressure transient. **Water Resources Research**, Washington, v. 31, n. 3, p. 527-540, mar. 1995.
- ATKINSON, L. C.; GALE, J. E.; DUDGEON, C. R. New insight into the step-drawdown test in fractured-rock aquifers. **Hydrogeology Journal**, Berlin, v. 2, n. 1, p. 9-18, 1994.
- BARKER, J. A. A generalized radial flow model for hydraulic tests in fractured rock. **Water Resources Research**, Washington, v. 24, p. 1796-1804, 1988.

<sup>(1)</sup> O modelo admite que o raio do poço é desprezível. Por isso, para fins de cálculo, considera-se uma distância  $r = 1$  m como representativa das proximidades imediatas do poço.

- BARENBLATT, G. E.; ZHELTOV, I. P.; KOCHINA, I. N. Basic concepts in the theory of seepage of homogeneous liquids in fissured rocks. **Journal of Applied Mathematics and Mechanics**, Amsterdam, v. 24, n. 5, p. 1286-1303, 1960.
- BARNESLEY, M. F. **Fractals everywhere**. San Diego: Academic Press, 1988. 531 p.
- BARTON, C. C. Scaling of fractures and fluid flow networks in rock. In: KONGSBERG SEMINAR PROCESSES AT THE FLUID-ROCK INTERFACE, 9., 1996, Kongsberg. [Proceedings]. [St. Petersburg, FL]: U.S. Geological Survey, 1996.
- BARTON, C. C. et al. **Characterizing fractured rock for fluid flow, geomechanical and paleostress modelling**: methods and preliminary results from Yucca Mountain, Nevada. [Reston, VA]: U.S. Geological Survey, 1987. 36 p. (Open-File Report, 87).
- BARTON, C. C.; HSIEH, P. A. Physical and hydrologic properties of fractures. In: INTERNATIONAL GEOLOGICAL CONGRESS, 28., 1989, Washington, D.C. **Trip Guidebook T385**. [S.l.: s.n.], 1989.
- BLACK, J. H. Hydrogeology of fractured rocks – a question of uncertainty about geometry. **Hydrogeology Journal**, Berlin, v.3, n. 3, p.56-70, mar. 1994.
- BOEHMER, W. K. Secondary type aquifers and the value of pumping tests for the evaluation of groundwater potential. In: CONGRESS INTERNATIONAL ASSOCIATION OF HYDROGEOLOGISTS, 24., 1993, Oslo. **Memoirs...** [S.l.]: IAH, 1993. p. 159-168.
- BOULTON, N. S.; STRELTSOVA, T. D. Unsteady flow to a pumped well in a fissured water-bearing formation. **Journal of Hydrology**, [S.l.], v. 35, p. 256-269, 1977.
- CHANG, J.; YORTSOS, Y. C. Pressure transient analysis of fractal reservoirs. **SPE Formation Evaluation**, [Dallas], v. 5, p. 631, 1990.
- COOPER, H. H. ; JACOB, C. E. A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history. **Transactions of the American Geophysical Union**, Washington, v. 27, p. 526-534, 1946.
- DAVIS, S. N.; TURK, L. J. Optimum depth of wells in crystalline rocks. **Ground Water**, Worthington, OH, v. 2, n. 2, p. 6-11, 1964.
- DOUGHTY, C.; LONG, C. S.; ESTIR, K.; BENSON, S. M. Hydrologic characterization of heterogeneous geologic media with in inverse method base on iterated function systems. **Water Resources Research**, Washington, v. 30, n. 6, p. 1721-1745, jun. 1994.
- FEDER, J. **Fractals**. New York: Plenum Press, 1988. 283 p.
- FULLER, C. M.; SHARP JR. J.M. Permeability and fracture patterns in extrusive volcanic rocks: implications from the Welded Santana Tuff, Trans-Pecos Texas. **Geological Society of America Bulletin**, New York, v. 104, n. 11, p. 1485-1496, nov. 1992.
- GUERIN F. P. M.; BILLAUX, D. M. 1993. On the relationship between connectivity and the continuum approximation in fracture flow and transport modeling. In: CONGRESS INTERNATIONAL ASSOCIATION OF HYDROGEOLOGISTS, 24., 1993, Oslo. **Memoirs...** [S.l.]: IAH, 1993. p. 215-224.
- GUSTAFSON, G.; KRÁSNÝ, J. Crystalline rock aquifers: their occurrence, use and importance. **Hydrogeology Journal**, Berlin, v. 2, n. 2, p.64-75, feb. 1994.
- JACOBS, D. J.; THORPE, M. F.; DAY, A.R. Generic rigidity percolation in two-dimensions. In: ANNUAL MARCH MEETING, 1996. **Abstracts**. [S.l.] American Physical Society, 1996.
- LAUBACH, S. Fracture networks in selected Cretaceous sandstones of the Green River and San Juan Basins, Wyoming, New Mexico and Colorado. In: SCHMOKER, J.W.; COALSON, E.B.; BROWN, C.A. (Ed.). **Geological studies relevant to horizontal drilling**: examples from Western North America. Denver: Rocky Mountain Association of Geologists, 1992. p. 61-73.
- MANOEL FILHO, J. **Modelo de dimensão fractal para avaliação de parâmetros hidráulicos em meio fissural**. 1996. 197 p. Tese (Doutorado)-Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1996.
- NORTON, D.; KNIGHT, J. E. Transport phenomena in hydrothermal systems; cooling plutons. **American Journal of Science**, New Haven, v. 277, n. 8, p. 937-981, oct 1977.
- PEITGEN, H. O.; JURGENS, H.; SAUPE, D. **Fractals for the classroom: part one: introduction to fractals and chaos**. New York, Springer Verlag, 1992. 452p.
- RORABAUGH, M. I. Graphical and theoretical analysis of step-drawdown tests of artesian wells. **Proceedings American Society of Civil Engineers**, New York, v. 79, p.23-26, 1953.
- SHARP JR., J. M. Fractured aquifers/reservoirs: approaches, problems and opportunities. In: CONGRESS INTERNATIONAL ASSOCIATION OF HYDROGEOLOGISTS, 24., 1993, Oslo. **Memoirs...** [S.l.]: IAH, 1993. p. 23-38.
- STRELTSOVA, T. D. Hydrodynamics of groundwater flow in a fractured formation. **Water Resources Research**, Washington, v. 12, p. 405-413, 1976.
- \_\_\_\_\_. Well hydraulics in heterogeneous aquifer formations. In: CHOW V. T. (Ed.). **Advances in hydroscience**. New York, Academic Press, 1978. v. 11, p. 357-423.

THEIS, C. V. The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage. **Transactions of American Geophysical Union**, Washington, v. 16, p. 239-240, 1935.

TURCOTTE, D. L. **Fractals and chaos in geology and geophysics**. New York: Cambridge University Press, 1992. 221p.

WARREN, J. E.; ROOT, P. J. The behavior of naturally fractured reservoirs. **Society of Petroleum Engineers Journal**, [Dallas], v. 9, p. 245-255, 1963.

WHEATCRAFT, S. W.; SHARP, G. A.; TYLER, S. W. Fluid flow and solute transport in fractal heterogeneous porous media. In: CUSHMAN, J. H. (Ed.) **Dynamics of fluids in hierarchical porous media**. [S.l.]: Academic Press, 1990. p. 305-326.

ZHI-YONG YIN; BROOK, G. A. The topographic approach to locating high-yield wells in crystalline rocks: does it work? **Ground Water**, Worthington, OH, v. 30, n. 1, p. 96-102, Jan. 1992.



## Capítulo 6.6

## EFICIÊNCIA HIDRÁULICA DE POÇOS

Hélio Paiva Macedo de França

## 6.6.1 Aspectos Gerais

A eficiência hidráulica de poços representa um tema importante no contexto do aproveitamento dos aquíferos, vez que tem implicações diretas e determinantes no custo de captação das águas subterrâneas. Trata-se de um assunto relativamente simples, devendo, porém, merecer toda a atenção no seu desenvolvimento, em virtude da grande quantidade de fórmulas e funções matemáticas utilizadas no cálculo dos diversos parâmetros envolvidos. Essas equações são, entretanto, muito simples, meramente algébricas, envolvendo, basicamente, apenas operações aritméticas e, às vezes, logaritmos, não havendo questões a serem tratadas pelo cálculo diferencial e integral.

Uma ação eficiente pode ser entendida como a que produz resultados satisfatórios com o menor custo possível. Nesse sentido, um poço pode ser considerado hidráulicamente eficiente quando se consegue obter os resultados esperados em termos de capacidade produtiva, ao mínimo custo.

O poço representa a principal obra civil que estabelece a conexão entre o usuário da água subterrânea e o aquífero profundo. Na construção do poço, portanto, deve-se procurar criar a mínima dificuldade e resistência possível, para que a água do aquífero se movimente em direção à captação e, em seguida, até a bomba. Dois aspectos fundamentais têm implicações diretas na eficiência a ser obtida.

O primeiro aspecto diz respeito ao próprio desenho construtivo, onde diversos fatores ligados aos diâmetros das tubulações de revestimento e filtros, espessura penetrada do aquífero, comprimentos de seções revestidas, particularmente dos filtros, têm implicações sérias na resistência a ser criada ao fluxo da água em direção à bomba. A outra questão diz respeito aos procedimentos utilizados durante a perfuração do poço, onde muitas vezes os danos causados nas paredes do aquífero, quase sempre produzidos pelo fluido de perfuração, criam resistências indesejáveis ao escoamento da água subterrânea.

Tais resistências adicionais ao escoamento têm implicações nos custos da água produzida, vez que ao incrementarem o rebaixamento do nível d'água, além do que seria normal ou esperado, determinam

o conseqüente aumento no custo da energia necessária para a elevação de um mesmo volume de água, incrementando, por conseguinte, o custo da água produzida.

Portanto, a construção de poços hidráulicamente eficientes depende da compreensão adequada dos diversos fatores que influenciam o escoamento subterrâneo em direção às captações, especialmente nas imediações dos filtros. Sobre esse assunto, muitos estudos teóricos já foram efetuados, assim como diversos experimentos de campo e de laboratório, que permitiram estabelecer as soluções para a hidráulica da conexão poço-aquífero, mediante formulações que se têm mostrado adequadas para a elaboração de projetos construtivos eficientes, e, ao mesmo tempo, indicadas para o controle dos métodos de perfuração e de seus efeitos negativos na capacidade de produção dos poços.

## 6.6.2 Rebaixamento em um Poço Bombeado

A figura 6.6.1 mostra, esquematicamente, o bombeamento de um poço perfurado em um aquífero confinado com vazão constante  $Q$ . Quando a bomba é acionada, determina uma zona de baixa pressão no interior do poço, fazendo com que a água do aquífero se movimente em sua direção. Forma-se, então, um cone de depressão potenciométrica em torno de poço, com os gradientes hidráulicos aumentando progressivamente em sua direção. Os gradientes aumentam continuamente em direção ao poço, tendo em vista que a vazão bombeada no interior do aquífero passa sucessivamente por áreas cilíndricas cada vez menores. Pela lei de Darcy:

$$Q = K.A.i \quad (6.6.1)$$

onde  $K$  é a condutividade hidráulica do aquífero,  $A$  é a área cilíndrica por onde passa a água e  $i$  é o gradiente hidráulico.

Como as áreas atravessadas são cada vez menores em direção ao poço, para que passe a mesma vazão  $Q$ , é necessário que os gradientes aumentem continuamente, na mesma proporção da redução das áreas cilíndricas.



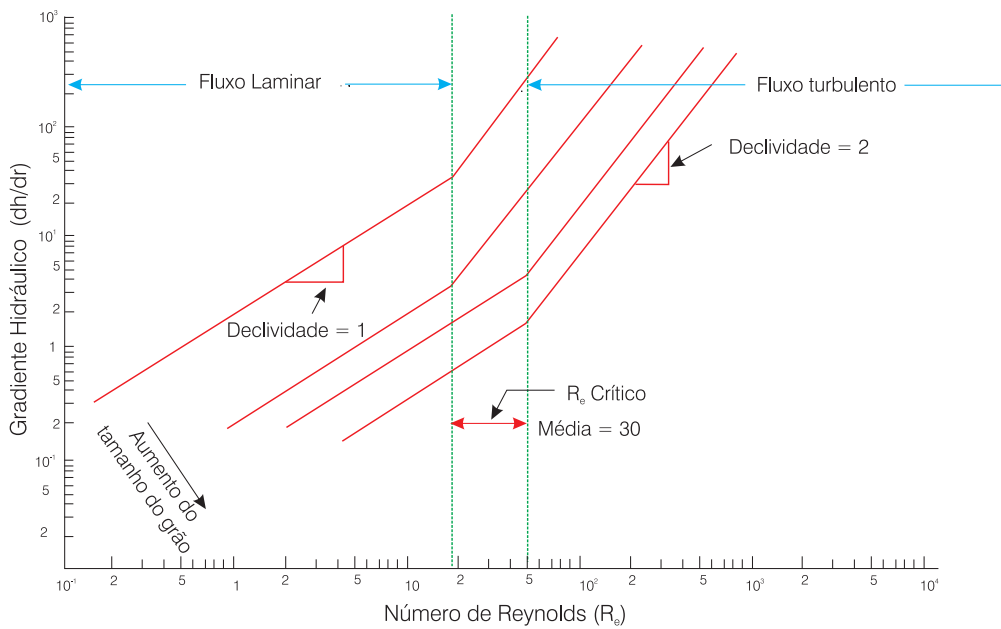


Figura 6.6.2 - Variação do número de Reynolds (Re) com o gradiente hidráulico em meio poroso (modificado de Williams, 1987).

do nível d'água que poderá provocar. A partir das aberturas dos filtros e, axialmente, na subida da água até a bomba, o fluxo é inteiramente ou quase sempre turbulento.

### 6.6.3 Conceito de Raio Crítico

O raio crítico ( $R_c$ ) é definido como sendo a distância medida do centro do poço até onde o regime de fluxo muda de predominantemente laminar para predominantemente turbulento, como ilustrado na figura 6.6.3.

Com base nas experiências com modelos reduzidos em laboratório, Williams (1987) estabeleceu uma equação para determinação do raio crítico ( $R_c$ ) em função da descarga específica do aquífero, do diâmetro médio do grão do pré-filtro e da porosidade do pré-filtro. Quando o raio crítico ( $R_c$ ) é menor que o raio dos filtros ( $r_f$ ), não ocorre fluxo turbulento, enquanto que para  $R_c > r_f$ , a turbulência inicia-se já na zona do pré-filtro.

$$R_c = 4,6 \cdot 10^{-3} \frac{(Q / L_f) d_{50}}{\eta_f} \tag{6.6.5}$$

sendo  $Q$  a vazão (L/s),  $L_f$  o comprimento dos filtros (m),  $d_{50}$  o diâmetro médio do grão do pré-filtro (mm),  $\eta_f$  a porosidade do pré-filtro e  $Q/L_f$  a descarga específica do aquífero (L/s/m).

A equação (6.6.5) mostra a importância do valor da descarga específica para obtenção de  $R_c < R_f$  (quando o comprimento dos filtros é grande, a descarga específica diminui, reduzindo o valor do raio crítico). Logo, é fundamental nos projetos de poços estabelecer comprimentos de filtros adequados para assegurar

e prevenir a não ocorrência de regime turbulento na zona do pré-filtro. A porosidade pode, também, ser controlada através de ensaios de laboratório de amostras do pré-filtro, bem como o diâmetro médio do grão, por análises granulométricas.

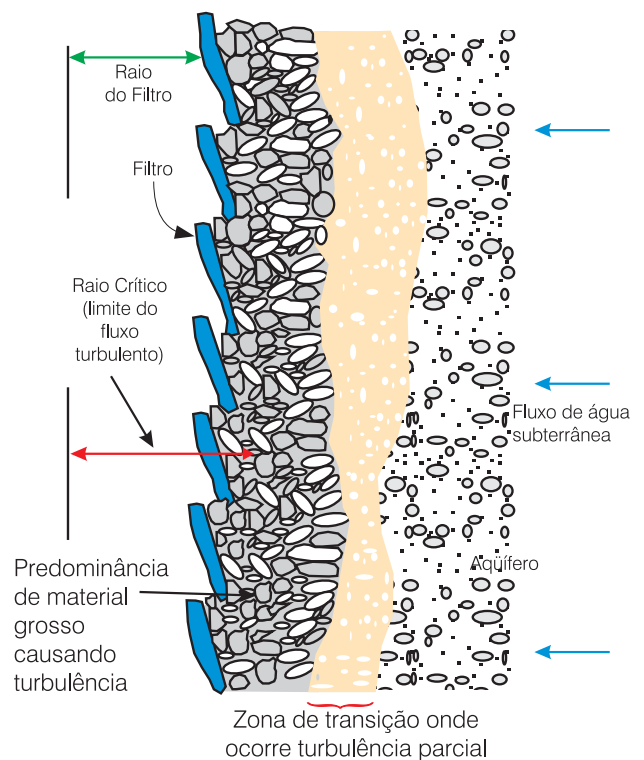


Figura 6.6.3 - Zona de transição e raio crítico de um poço (modificado de Williams, 1987).

**Exemplo 6.6.1** - Determinação da existência de fluxo turbulento no pré-filtro pelo Número de Reynolds ( $R_e$ ).

(a) O poço da figura 6.6.1 é bombeado com uma vazão de 0,02 m<sup>3</sup>/s (20 L/s), captando um aquífero confinado de espessura  $b = 100$  metros. O diâmetro médio dos grãos do pré-filtro é  $d_{50} = 0,001$  m (1 mm), e a água tem uma densidade  $\rho = 1$  T/m<sup>3</sup> e uma viscosidade  $\mu = 10^{-6}$  dina. s/m<sup>2</sup>. O poço penetra totalmente o aquífero com o comprimento dos filtros  $L_f = 100$  metros. Calcular a que distância dos filtros inicia-se o fluxo turbulento.

**Solução:**

Considerando que para o início do fluxo turbulento:

$$Re \approx 30 \rightarrow \frac{vd_{50}\rho}{\mu} \approx 30$$

Como  $v = Q/A$

$$\frac{Q/A d_{50} \rho}{\mu} \approx 30$$

onde  $A$  é igual a  $2\pi R L_f$  (área externa dos filtros),  $R$  é igual ao raio de zona cilíndrica do pré-filtro onde inicia o fluxo turbulento,  $L_f$  é igual a extensão dos filtros. Logo:

$$\frac{Q d_{50} \rho}{2\pi R L_f \mu} \approx 30 \rightarrow R \approx \frac{0,02 \cdot 0,001 \cdot 1}{30 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 100 \cdot 10^{-6}}$$

$$R \approx 0,001 \text{ m} \approx 1 \text{ mm}$$

O resultado mostra que não ocorre turbulência no pré-filtro, o qual se inicia praticamente na entrada dos filtros.

b) No poço da figura 6.6.1, em função das condições descritas abaixo, determinar o valor do raio crítico.

Vazão de bombeamento ( $Q$ ) = 50 L/s = 0,050 m<sup>3</sup>/s  
 Comprimento dos filtros ( $L_f$ ) = 100 metros  
 Raio dos filtro ( $R_f$ ) = 3" = 0,0762 metros  
 Diâmetro médio do grão ( $d_{50}$ ) = 1 mm  
 Porosidade de pré-filtro ( $\eta_f$ ) = 10% = 0,10

**Solução:**

$$R_c = 0,023 \text{ metros}$$

$R_f = 0,0762$  metros, portanto  $R_c < R_f$ , não havendo fluxo turbulento na região do pré-filtro

### 6.6.4 Decomposição das Perdas de Carga em Poços

O poço da figura 6.6.4 é bombeado com uma vazão  $Q$ , sendo produzido um rebaixamento total  $s_t$ , após um tempo  $t$  de bombeamento. Considere-se  $s = ND - NE$  [L], sendo ND o nível dinâmico no tempo  $t$  [T] e NE o nível estático [L]. O poço apresenta os seguintes elementos construtivos:

- uma câmara de bombeamento (CB);
- uma seção intermediária de ligação da câmara de bombeamento com a seção de captação representada pela zona onde se iniciam os filtros ( $L_f$ );

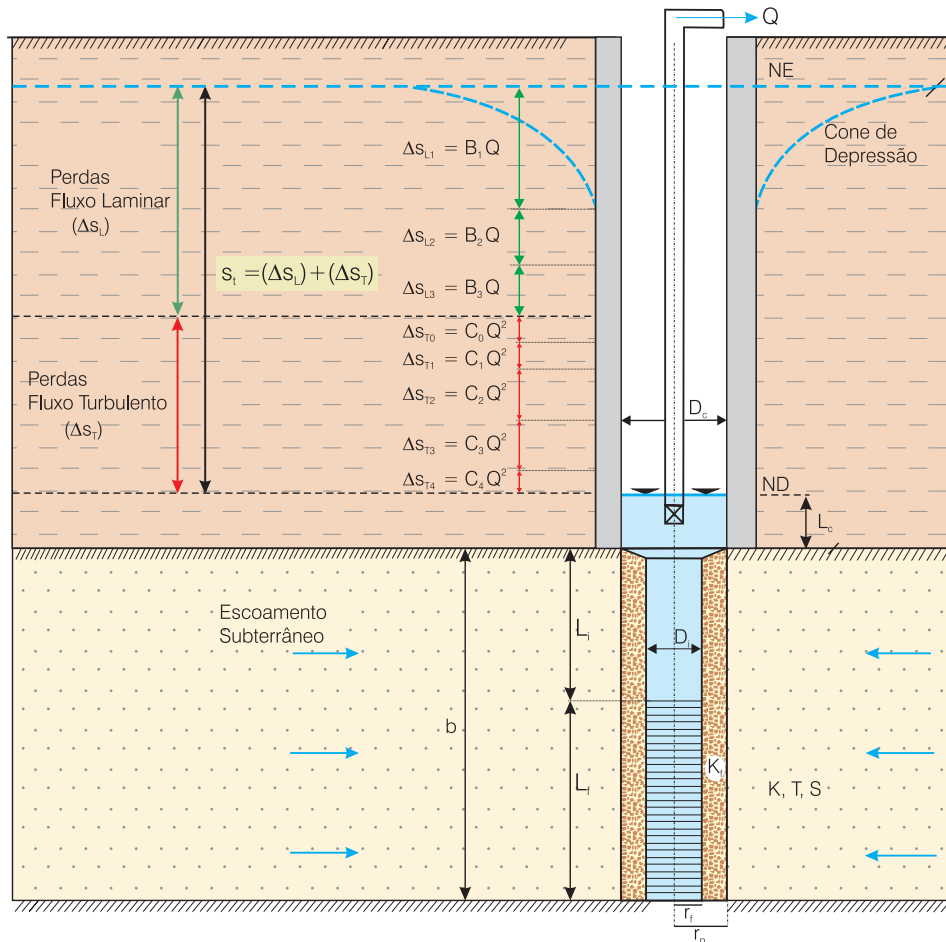


Figura 6.6.4 - Decomposição das perdas de carga em um poço bombeado.



- uma seção de captação constituída pelos filtros ( $L_f$ ).

Tem-se, ainda, os seguintes elementos:

- diâmetro da seção intermediária ( $D$ );
- diâmetro da seção de captação-filtros ( $D_f$ );
- raio do poço ( $r_p$ );
- raio dos filtros ( $r_f$ );
- zona de transição do pré-filtro de espessura =  $r_p - r_f$ .

O poço da figura 6.6.4 capta um aquífero confinado, que apresenta os seguintes parâmetros:

- condutividade hidráulica ( $K$ )
- espessura ( $b$ )
- transmissividade ( $T$ )
- coeficiente de armazenamento ( $S$ )

A zona de transição do pré-filtro apresenta uma condutividade hidráulica média  $K_p$ , que inclui eventuais danos na parede do aquífero, provocados pelo fluido de perfuração durante a sua construção.

O rebaixamento total ( $s_f$ ) é composto por diversos rebaixamentos parciais correspondentes às perdas de carga em regime de fluxo laminar e por outros segmentos referentes às perdas em regime de fluxo turbulento.

### Perdas no Regime Laminar ( $\Delta s_L$ )

As perdas laminares ( $\Delta s_L$ ) são diretamente proporcionais à vazão, sendo o produto de um coeficiente de proporcionalidade  $B$ , chamado coeficiente de perdas de carga laminares, pela vazão  $Q$ .

$$\Delta s_L = B Q$$

As perdas laminares são decompostas nos seguintes rebaixamentos parciais:

**Perdas no aquífero** - são representadas por  $B_1 Q$ , onde  $B_1$  é o coeficiente de perdas laminares no aquífero, que depende de seus parâmetros hidráulicos (transmissividade e coeficiente de armazenamento), além do tempo de bombeamento ( $t$ ) e do raio do poço ( $r_p$ );

**Perdas na zona de transição do pré-filtro** - são representadas por  $B_2 Q$ , onde  $B_2$  é o coeficiente de perdas laminares na zona de transição do pré-filtro. Tem como principal fator influente, a condutividade hidráulica média ou equivalente no pré-filtro ( $K_p$ ), afetada pelos eventuais danos de formação causados pelo fluido de perfuração na construção do poço (formação do reboco). Também é afetada por eventos posteriores, determinantes de redução de condutividade hidráulica, como incrustações químicas ou carreamento de materiais finos da formação, pela ação de bombeamentos com vazões superiores à capacidade de retenção do aquífero. Depende, ainda, do comprimento da seção de filtros ( $L_f$ ) e da largura da zona de transição, definida pela relação entre o raio do poço ( $r_p$ ) e o raio dos filtros ( $r_f$ ).

**Perdas laminares por penetração parcial no aquífero** - são representadas por  $B_3 Q$ , onde  $B_3$  é o coeficiente de perdas por penetração parcial no aquífero. Determina o encurvamento das linhas de fluxo em direção à seção de captação, reduzida, tendo como consequência o incremento do rebaixamento do nível da água no poço. O coeficiente  $B_3$  depende da relação entre a profundidade penetrada e a espessura do aquífero ( $p$ ), da transmissividade ( $T$ ), do comprimento dos filtros ( $L_f$ ) e do raio do poço ( $r_p$ ).

O coeficiente das perdas laminares totais,  $B$ , será dado por:

$$B = B_1 + B_2 + B_3$$

A fração do rebaixamento total devido às perdas laminares ( $\Delta s_L$ ), será expressa da seguinte forma:

$$\Delta s_L = B_1 Q + B_2 Q + B_3 Q \quad (6.6.6)$$

$$\Delta s_L = B Q$$

### Perdas no Regime Turbulento ( $\Delta s_T$ )

As perdas turbulentas podem ser consideradas diretamente proporcionais ao quadrado da vazão, sendo o produto de um coeficiente de proporcionalidade  $C$ , denominado coeficiente de perdas de carga turbulentas, pela vazão ao quadrado  $Q^2$ .

$$\Delta s_T = C Q^2$$

A decomposição das perdas turbulentas é a seguinte:

**Perdas na zona do pré-filtro, próximas aos filtros** - são representadas por  $C_0 Q^2$ , onde  $C_0$  é o coeficiente de perdas na zona do pré-filtro. Essas perdas somente ocorrem quando o número de Reynolds ( $Re$ ) ultrapassa o valor 30, dependendo, portanto, basicamente, da velocidade de escoamento, do diâmetro médio da partícula e da porosidade do pré-filtro. Não existe fórmula para cálculo direto do coeficiente  $C_0$ , podendo-se verificar a existência desse tipo de perda pelo cálculo do raio crítico ( $R_c$ ). A determinação do coeficiente  $C_0$  pode, entretanto, ser feita a partir de testes de produção com múltiplos estágios, como discutido no item 6.6.8.

**Perdas na entrada dos filtros** - são representadas por  $C_1 Q^2$ , onde  $C_1$  é o coeficiente de perdas turbulentas na entrada dos filtros. O coeficiente  $C_1$  depende do comprimento dos filtros ( $L_f$ ), do raio dos filtros ( $r_f$ ), do percentual de área aberta dos filtros ( $\alpha$ ) e do grau de obstrução dos filtros pelo material granulométrico do pré-filtro ( $\beta$ ).

**Perdas axiais ao longo dos filtros** - são representadas por  $C_2 Q^2$ , onde  $C_2$  é o coeficiente de perdas axiais nos filtros. Essas perdas correspondem ao deslocamento ascensional da água bombeada ao longo dos filtros, em direção à bomba posicionada na

câmara de bombeamento. O coeficiente  $C_2$  depende do fator de atrito ( $F_r$ ), o qual estabelece a relação entre a rugosidade do material dos filtros e a velocidade do deslocamento axial do fluido. Depende, ainda, do comprimento ( $L_f$ ) e do diâmetro dos filtros ( $D_f$ ).

**Perdas axiais ao longo da seção intermediária**

- são representadas por  $C_3 Q^2$ , onde  $C_3$  é o coeficiente de perdas axiais na seção intermediária do revestimento. São perdas de mesma natureza que as anteriores, correspondendo ao deslocamento da água na seção intermediária, que estabelece a ligação entre a câmara de bombeamento e a seção de captação (filtros). Além dos fatores geométricos citados, o coeficiente  $C_3$  depende do fator de atrito ( $F_r$ ), característico do revestimento utilizado e das condições do escoamento no seu interior.

**Perdas axiais na câmara de bombeamento**

- são representadas por  $C_4 Q^2$ , onde  $C_4$  é o coeficiente de perdas axiais na câmara de bombeamento. Ocorrem no intervalo entre o topo da seção intermediária e a profundidade de instalação do crivo da bomba, a partir da qual se tem a desconexão dos efeitos hidráulicos na relação entre o poço e o aquífero. Além dos parâmetros geométricos, o coeficiente  $C_4$  depende do fator de atrito ( $F_r$ ), característico do material do revestimento e das condições de fluxo ao longo da câmara de bombeamento.

O coeficiente  $C$  será dado por:

$$C = C_0 + C_1 + C_2 + C_3 + C_4$$

A fração do rebaixamento total devido às perdas turbulentas ( $\Delta s_T$ ) será:

$$\Delta s_T = C_0 Q^2 + C_1 Q^2 + C_2 Q^2 + C_3 Q^2 + C_4 Q^2 \quad (6.6.7)$$

$$\Delta s_T = C Q^2$$

O rebaixamento total num poço bombeado será o somatório de todas as perdas existentes, logo:

$$s_i = \Delta s_L + \Delta s_T \quad (6.6.8)$$

$$s_i = BQ + CQ^2$$

A equação (6.6.8) foi proposta inicialmente por Jacob (1947) e é denominada equação característica de funcionamento do poço (ver também capítulo 6.7).

### 6.6.5 Cálculo dos Rebaixamentos Parciais - Aquífero Confinado

#### Fluxo Laminar

**Perdas no aquífero ( $\Delta s_{L1}$ )**

$$\Delta s_{L1} = \frac{1}{4 \pi T} W(u) \quad \text{Fórmula de Theis} \quad (6.6.9)$$

onde  $W(u)$  é uma função tabulada (capítulo 6, anexo 6.4.1) e  $u$  é igual a  $r_p^2 S / 4 T t$ .

Para valores de  $u$  menores que 0,01, ou seja, para tempos grandes e raio do poço ( $r_p$ ) pequeno, a fórmula (6.6.9) pode ser simplificada como (ver capítulo 6.4):

$$\Delta s_{L1} = \left( \frac{1}{4 \pi T} \ell n \frac{2,25 T t}{r_p^2 S} \right) Q \quad \text{Fórmula de Jacob}$$

$$B_1 = \frac{1}{4 \pi T} \ell n \frac{2,25 T t}{r_p^2 S} \quad (6.6.10)$$

sendo  $Q$  a vazão de bombeamento ( $m^3/s$ ),  $T$  a transmissividade ( $m^2/s$ ),  $t$  o tempo de bombeamento (s),  $r_p$  o raio do poço (m) e  $S$  o coeficiente de armazenamento.

**Perdas na zona de transição do pré-filtro ( $\Delta s_{L2}$ )**

$$\Delta s_{L2} = \left( \frac{1}{2 \pi K_f b} \ell n \frac{r_p}{r_f} \right) Q \quad \text{Fórmula de Theim}$$

$$B_2 = \frac{1}{2 \pi K_f b} \ell n \frac{r_p}{r_f} \quad (6.6.11)$$

sendo  $K_f$  a condutividade hidráulica média ou equivalente do pré-filtro, influenciada por eventuais danos de formação (m/s),  $b$  a espessura do aquífero (m),  $r_p$  o raio do poço (m) e  $r_f$  o raio dos filtros (m).

**Perdas por penetração parcial do aquífero ( $\Delta s_{L3}$ )**

$$\Delta s_{L3} = \left( \frac{1}{2 \pi T} \frac{1-p}{p} \ell n \frac{(1-p) L_f}{r_p} \right) Q$$

$$B_3 = \left( \frac{1}{2 \pi T} \frac{1-p}{p} \ell n \frac{(1-p) L_f}{r_p} \right) \quad (6.6.12)$$

sendo  $L_f$  o comprimento da seção de captação (m),  $b$  a espessura do aquífero (m),  $p$  a relação entre a penetração e a espessura do aquífero,  $T$  a transmissividade do aquífero ( $m^2/s$ ) e  $r_p$  o raio do poço (m).

#### Fluxo Turbulento

**Perdas na entrada dos filtros ( $\Delta s_{T1}$ )**

$$\Delta s_{T1} = 2,5 \frac{v^2}{2g} \quad \text{sendo } v^2 = \frac{Q^2}{A^2} \text{ e } A = 2 \pi r_f L_f \alpha (1-\beta)$$

$$\Delta s_{T1} = \left( \frac{3,32 \cdot 10^{-3}}{r_f L_f \alpha^2 (1-\beta)^2} \right) Q^2$$

$$C_1 = \left( \frac{3,32 \cdot 10^{-3}}{r_f^2 L_f^2 \alpha^2 (1-\beta)^2} \right) \quad (6.6.13)$$

sendo  $A$  a área lateral aberta dos filtros ( $m^2$ ),  $L_f$  o comprimento dos filtros (m),  $\alpha$  o percentual de área aberta dos filtros (%),  $\beta$  o percentual de obstrução dos filtros pelo pré-filtro (%) e  $r_f$  o raio dos filtros (m).

**Perdas axiais na seção de captação - filtros ( $\Delta s_{T2}$ )**

$$\Delta s_{T2} = \left( 0,02754 F_f \frac{L_f}{D_f^5} \right) Q^2 \quad \text{Fórmula de Darcy-Weisbach}$$

$$C_2 = \left( 0,02754 F_f \frac{L_f}{D_f^5} \right) \quad (6.6.14)$$

sendo  $F_f$  o fator de atrito dos filtros,  $L_f$  o comprimento dos filtros (m) e  $D_f$  o diâmetro dos filtros (m).

**Perdas axiais na seção intermediária ( $\Delta s_{L3}$ )**

$$\Delta s_{T3} = \left( 0,08262 F_i \frac{L_i}{D_i^5} \right) Q^2 \quad \text{Fórmula de Darcy-Weisbach}$$

$$C_3 = \left( 0,08262 F_i \frac{L_i}{D_i^5} \right) \quad (6.6.15)$$

sendo  $F_i$  o fator de atrito do revestimento da seção intermediária,  $D_i$  o diâmetro da seção intermediária (m) e  $L_i$  o comprimento do revestimento da seção intermediária (m).

**Perdas axiais na câmara de bombeamento ( $\Delta s_{T4}$ )**

$$\Delta s_{T4} = \left( 0,08262 F_c \frac{L_c}{D_c^5} \right) Q^2 \quad \text{Fórmula de Darcy-Weisbach}$$

$$C_4 = \left( 0,08262 F_c \frac{L_c}{D_c^5} \right) \quad (6.6.16)$$

sendo  $F_c$  o fator de atrito do revestimento da câmara de bombeamento,  $L_c$  a distância do topo da seção intermediária até a bomba (m) e  $D_c$  o diâmetro da câmara de bombeamento (m).

A determinação do fator de atrito (F) é feita pelo ábaco de Moody como descrito a seguir:

- determina-se a rugosidade relativa ( $\epsilon/D_i$ ), sendo  $\epsilon$  o grau de aspereza do conduto. Para revestimentos de aço liso  $\epsilon$  varia de 0,00015 a 0,00025 m e para filtros de aço inox,  $\epsilon$  varia de 0,001 a 0,003 m;
- calcula-se o Número de Reynolds pela equação:

$$R_e = \frac{v D_f}{\mu}$$

onde  $v$  é a velocidade (m/s),  $\mu$  é a viscosidade da água (dina.s/m<sup>2</sup>), e  $D_f$  é o diâmetro dos filtros (m); e

- determina-se  $F$ , a partir dos valores da rugosidade relativa ( $\epsilon/D_i$ ) e do Número de Reynolds ( $R_e$ ), diretamente no gráfico (ábaco) da figura 6.6.5.

**6.6.6 Eficiência Hidráulica de Poços**

Conhecidos os diversos segmentos do rebaixamento total do nível d'água, a eficiência hidráulica dos poços pode ser definida como sendo a relação entre as perdas de carga naturais do aquífero ( $B_1 Q$ ) e as perdas totais ocorridas durante o bombeamento ( $BQ + CQ^2$ ).

$$EF = \frac{\text{Perdas laminares no aquífero}}{\text{Perdas totais}}$$

$$EF = \frac{B_1 Q}{\sum_{i=1}^3 B_i Q + \sum_{i=0}^4 C_i Q^2} \quad (6.6.17)$$

Para:

$$\sum_{i=2}^3 B_i Q + \sum_{i=0}^4 C_i Q^2 = 0 \quad \rightarrow \quad EF = \frac{B_1 Q}{B_1 Q} = 100\%$$

Um poço seria, portanto, 100% eficiente na hipótese pouco plausível de que todas as perdas laminares ou turbulentas, com exceção das perdas naturais no aquífero, fossem nulas. Valores próximos podem ser conseguidos através de poços projetados com diâmetros de revestimentos e filtros compatíveis com as vazões esperadas, de modo a minimizar as perdas axiais. Além disso, os poços devem penetrar totalmente a espessura do aquífero, o pré-filtro utilizado deve apresentar uma porosidade elevada e o tamanho de seus grãos deve ser suficientemente grande para evitar perdas adicionais na zona de transição. Outro aspecto fundamental refere-se aos procedimentos de perfuração, especialmente o tipo de fluido utilizado, de modo a não provocar danos de formação e, conseqüentemente, redução na condutividade hidráulica da zona de transição do pré-filtro.

No projeto construtivo dos poços, todos esses fatores devem ser analisados, confrontando, ao mesmo tempo, os respectivos custos, de modo a estabelecer-se a condição otimizada de execução da obra. Nesse sentido, pode não ser viável economicamente projetar poços com diâmetros excessivos de revestimentos e filtros, pelo fato de que o ganho com respeito a minimização das perdas axiais, pode não compensar, em última análise, os custos correspondentes ao aumento dos diâmetros de perfuração, revestimentos e filtros.

Este mesmo raciocínio vale também para os demais fatores influentes no rebaixamento total, não sendo possível dissociar o projeto técnico de construção da obra dos respectivos custos. No caso da penetração parcial, por exemplo, pode ser possível projetar um poço parcialmente penetrante de modo que, nas condições hidrodinâmicas do aquífero, o aumento dos custos de bombeamento referentes às perdas adicionais existentes, seja compensado pela redução dos custos relativos a uma menor profundidade do poço. Trata-se, portanto, de um problema de otimização, onde todos os fatores devem ser considerados para obtenção do menor custo possível do m<sup>3</sup> de água bombeado.

**Conceito de Eficiência Relativa**

Em um aquífero A, admite-se a seguinte situação:  $B_1 Q = 20$  metros (perdas naturais no aquífero) e  $CQ^2 = 10$  metros (total das perdas turbulentas). Em um aquífero B tem-se  $B_1 Q = 40$  metros (perdas naturais

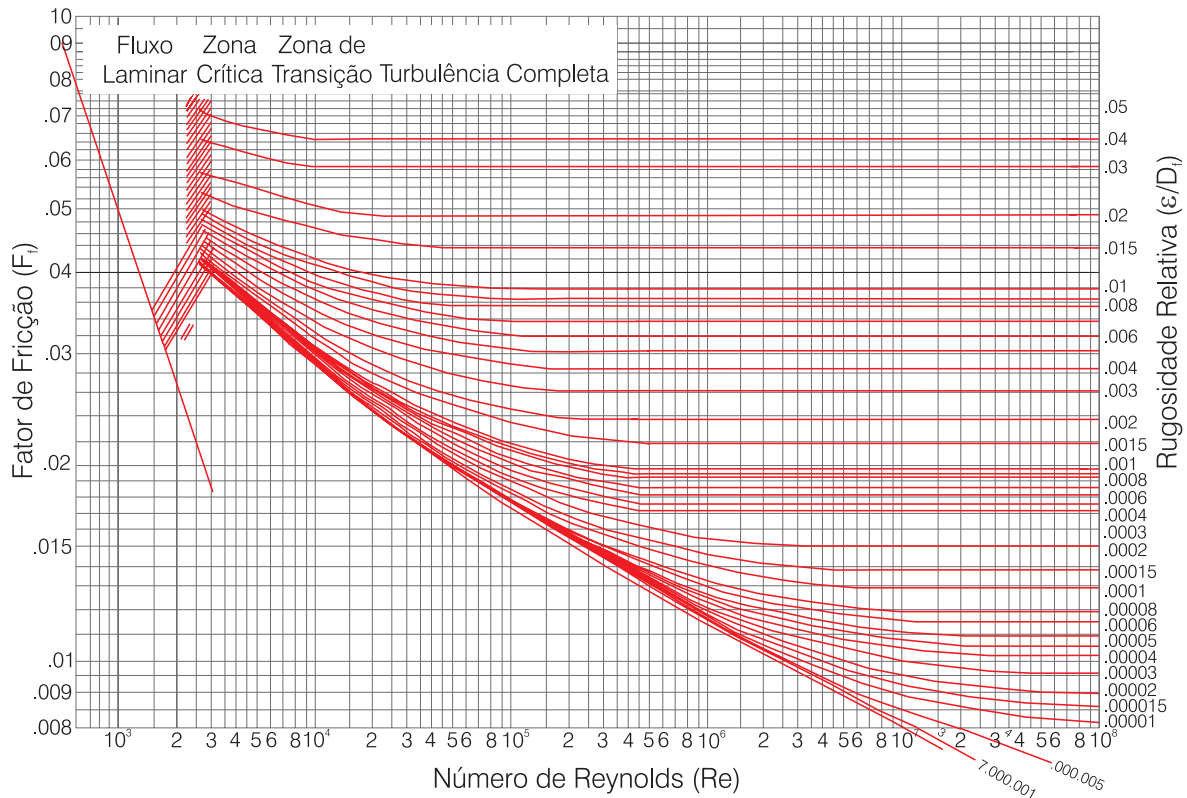


Figura 6.6.5 - Ábaco de Moody-Rouse (adaptado de Moody, 1944).

no aquífero) e  $CQ^2 = 10$  metros (total das perdas turbulentas). Ou seja, dois poços geometricamente iguais perfurados em aquíferos diferentes, portanto, com perdas  $B_1Q$  diferenciadas, porém, com perdas turbulentas idênticas. Admitindo que inexistam perdas tanto no pré-filtro como por penetração parcial, a eficiência do poço captando o aquífero **A** será:

$$EF = \frac{B_1 Q}{B_1 Q + C Q^2} = \frac{20}{20 + 10} = 66\%$$

A eficiência do poço captando o aquífero **B** será:

$$EF = \frac{B_1 Q}{B_1 Q + C Q^2} = \frac{40}{40 + 10} = 80\%$$

Isto significa que não se pode comparar valores de eficiência para aquíferos diferentes, de vez que, em cada caso, o valor das suas perdas naturais ( $B_1Q$ ) tem um peso próprio relativo, que determina valores diferenciados de eficiência, mesmo que as demais perdas adicionais sejam semelhantes. O cálculo da eficiência constitui, portanto, um fator específico de cada aquífero, podendo ser comparados apenas valores para poços com características geométricas similares. Além disso, deve-se levar em conta que a eficiência (EF) depende, também, do tempo de bombeamento (t) e da vazão (Q), vez que influem no valor de  $B_1Q$ , especialmente no caso de aquíferos confinados. Para aquíferos drenantes, o efeito do tempo desaparece depois de alcançada a estabilização do nível d'água.

### 6.6.7 Análise de Sensibilidade dos Fatores Influente na Eficiência

Na análise efetuada a seguir, considera-se, hipoteticamente, um poço perfurado em um aquífero confinado, sendo bombeado com uma vazão **Q** durante um certo tempo **t**. No cálculo da eficiência com respeito a um determinado fator influente, admite-se, com exceção das perdas no aquífero, que as demais perdas são nulas.

#### Perdas no Regime Laminar

A figura. 6.6.6 mostra a variação da eficiência com relação à diferença de valores entre a condutividade hidráulica do aquífero (**K**) e a condutividade hidráulica equivalente da zona de transição do pré-filtro ( $K_f$ ). Observa-se que a partir de valores de  $K_f = 0,25 K$  (4 vezes menor), a eficiência cai abruptamente, atingindo apenas 45% quando  $K_f$  é 20 vezes menor que **K**, condição esta freqüente na construção de poços com fluido de perfuração à base de bentonita. Isso demonstra a necessidade de um efetivo controle da lama, sendo seus efeitos minimizados quando se utiliza fluido à base de polímeros orgânicos biodegradáveis, os quais, ao encapsularem as argilas, evitam danos de formação, reboco espesso e impermeabilização do pré-filtro.

A figura. 6.6.7 mostra a variação da eficiência com respeito à espessura da zona de transição do pré-filtro

(diferença entre o raio do poço ( $r_p$ ) e o raio do filtro ( $r_f$ ). O gráfico demonstra a pouca sensibilidade da eficiência com relação a grandes diferenças entre  $r_p$  e  $r_f$ . Mesmo para valores de  $r_p = 10 r_f$ , condição esta não usual, a eficiência cai apenas 10%, atingindo 90%. Isto acontece porque o rebaixamento devido à passagem do fluxo na zona de transição do pré-filtro varia com o logaritmo de  $r_p/r_f$ .

A figura 6.6.8 mostra a variação da eficiência com respeito à penetração parcial, ou seja, entre a profundidade penetrada, representada pela extensão dos filtros ( $L_f$ ), e a espessura do aquífero ( $b$ ). O gráfico mostra uma queda acelerada e contínua da eficiência, atingindo um valor de apenas 45%, para  $L_f = 0,25 b$ . O efeito de uma reduzida penetração no aquífero é, portanto, muito severo na redução da eficiência hidráulica dos poços, devendo-se ter todo o cuidado com relação a esse aspecto na elaboração dos projetos construtivos.

A figura 6.6.9 compara os efeitos, na eficiência, das relações  $r_f/r_p$  (curva a),  $K_f/K$  (curva b)  $L_f/b$  (curva c), indicando o efeito mais intenso da penetração parcial (curva c), em relação aos demais fatores analisados. A curva **ac** mostra a combinação da penetração parcial e da redução de condutividade hidráulica na zona de transição do pré-filtro, indicando resultado muito negativo quando ocorre a superposição desses fatores.

### Perdas no Regime Turbulento

A figura 6.6.10 mostra a variação da eficiência dos poços, com relação à redução da área aberta dos filtros ( $\alpha$ ). As simulações foram realizadas para vazões de 100 m<sup>3</sup>/h e 1.000 m<sup>3</sup>/h, considerando um comprimento de 100 metros para a coluna de filtros de 10" de diâmetro, com um grau de obstrução de 95% pelo pré-filtro. O gráfico mostra, ainda, a variação da velocidade de entrada nos filtros (m/s), em relação à redução do percentual de área aberta ( $\alpha$ ). Os resultados indicam uma reduzida sensibilidade da eficiência com respeito à redução da área aberta ( $\alpha$ ). Verifica-se que para vazões da ordem de 100 m<sup>3</sup>/h, algum efeito somente é notado para valores de  $\alpha$  menores que 1%, o que não é usual na prática, dado que os filtros industriais apresentam um percentual de área aberta mínimo da ordem de 8%. Para vazões da ordem de 1.000 m<sup>3</sup>/h, o efeito da redução de área aberta também ainda é reduzido, somente agravando-se para valores de  $\alpha$  menores que 3-5%. Este fato demonstra o peso desprezível da área aberta dos filtros no rendimento hidráulico dos poços. Valores de  $\alpha$  inferiores a 3% devem, entretanto, ser evitados, uma vez que induzem velocidades de entrada superiores, em geral, a 3 m/s, que podem acelerar eventuais processos de corrosão dos filtros.

A figura 6.6.11 mostra a variação da eficiência com respeito às perdas axiais, para diferentes diâmetros de revestimentos e filtros inox espiralados. Nas simulações, considerou-se uma vazão de 100 m<sup>3</sup>/h e um comprimento de tubos e dos filtros de 100 metros. Os valores

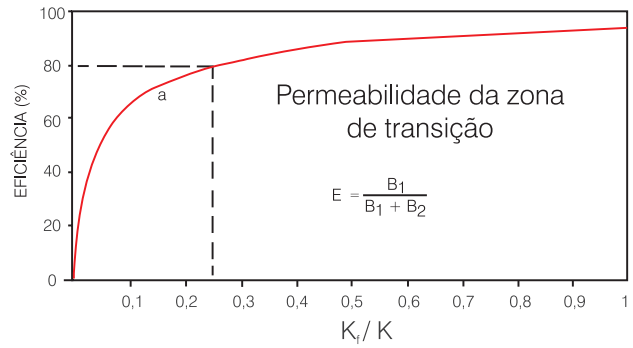


Figura 6.6.6 - Relação entre eficiência e a razão  $K_f/K$ .

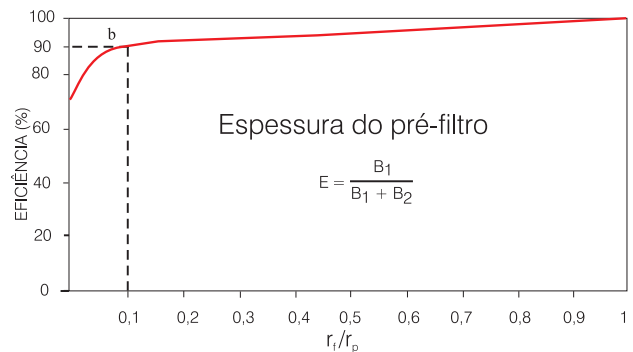


Figura 6.6.7 - Relação entre a eficiência e a razão  $r_f/r_p$ .

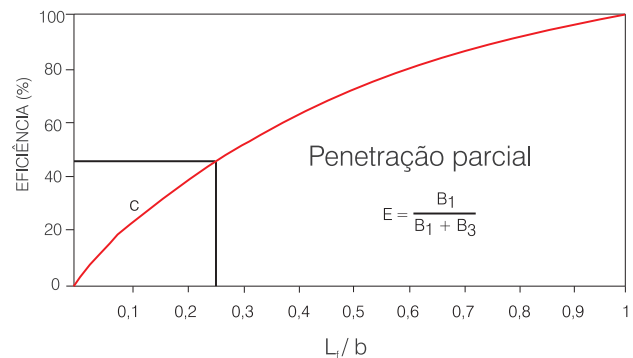


Figura 6.6.8 - Relação entre eficiência e penetração parcial.

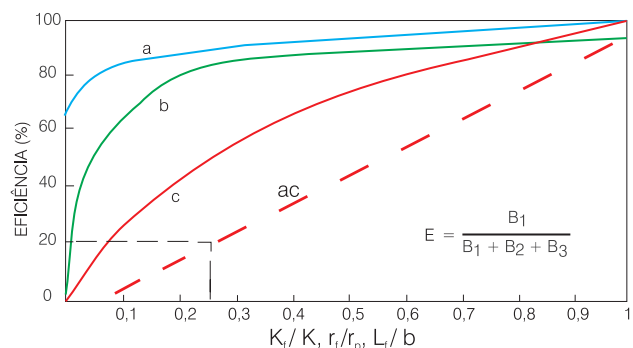


Figura 6.6.9 - Comparação relativa dos efeitos na eficiência das relações  $K_f/K$ ,  $r_f/r_p$  e  $L_f/b$ .

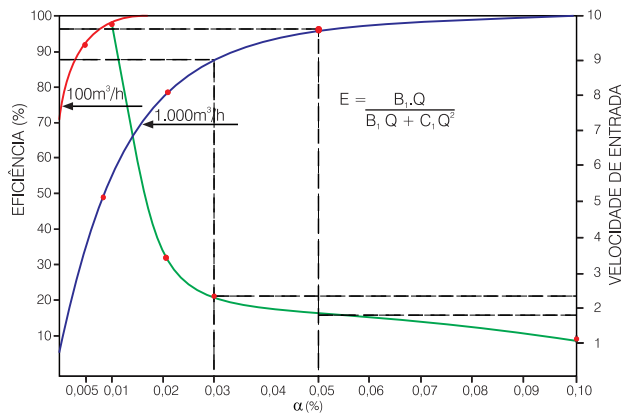


Figura 6.6.10 - Variação da eficiência com relação à área aberta dos filtros.

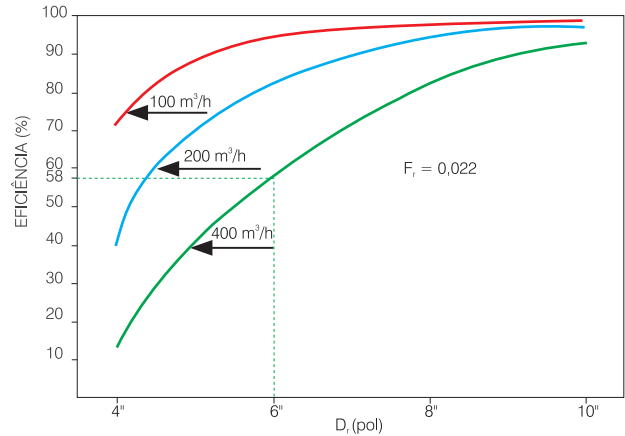


Figura 6.6.12 - Variação da eficiência em função das perdas axiais para diferentes vazões (revestimento).

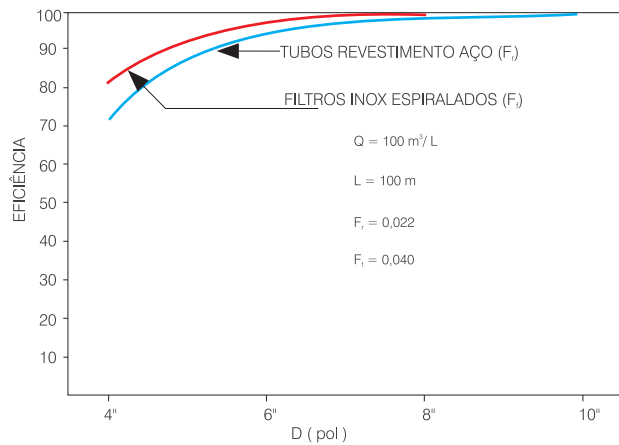


Figura 6.6.11 - Variação da eficiência em relação às perdas axiais.

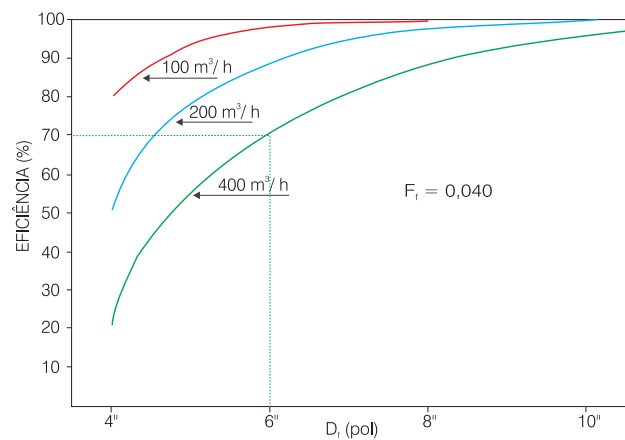


Figura 6.6.13 - Variação da eficiência em função das perdas axiais, para diferentes vazões (filtros).

médios considerados para os fatores de atrito foram: revestimento liso de aço = 0,022 e filtros inoxidáveis espiralados = 0,040. O gráfico mostra que para a vazão de 100 m³/h, a queda da eficiência é desprezível para diâmetros acima de 6'', sendo, entretanto, cada vez mais intensa para diâmetros menores. O efeito negativo é maior nos revestimentos que nos filtros, tendo em vista que o peso maior do fator de atrito, nos filtros, é compensado pelo efeito atenuante da integralização da vazão produzida pelo aquífero ao longo da coluna de filtros, a qual somente é máxima no seu topo. A eficiência alcança o valor de 82% para os filtros e de 72% para o revestimento de aço, com diferença, portanto, em torno de 10% para o caso de diâmetros de 4''.

As figuras 6.6.12 e 6.6.13, nas mesmas condições de simulação, mostram a sensibilidade da eficiência com respeito às perdas axiais, quando se varia a vazão bombeada. Os resultados demonstram que a redução da eficiência pode ser extremamente severa em consequência de perdas axiais em revestimentos e filtros, quando se considera vazões muito elevadas e não compatíveis com diâmetros reduzidos. Nesse

sentido, observa-se que para uma vazão de 400 m³/h dimensionada para tubos e filtros no diâmetro de 6'', a eficiência dos poços cairia, respectivamente, para 58% e 70%. As simulações indicam, portanto, a necessidade de extremo cuidado na seleção dos diâmetros de revestimentos intermediários e filtros, com respeito às vazões projetadas.

### 6.6.8 Determinação da Equação Característica de Funcionamento do Poço através de Teste de Produção Escalonado

O método consiste no bombeamento do poço com vazões progressivamente crescentes, conforme descrito no capítulo 6.3. São exigidas, pelo menos, 3 vazões crescentes, sendo que para testes onde se pretende determinar as perdas de carga devido a existência de fluxo turbulento na zona do pré-filtro, são necessárias, pelo menos, 5 vazões crescentes, onde:

$$Q_1(t) < Q_2(t) < Q_3(t) < Q_4(t) < Q_5(t)$$

A figura 6.6.14 exemplifica um teste de produção escalonado com 5 vazões progressivamente crescentes, determinando-se para cada vazão o rebaixamento correspondente (s), no mesmo tempo (t). No referido teste admite-se a ocorrência de perdas turbulentas na zona do pré-filtro, a partir do bombeamento das vazões  $Q_4$  e  $Q_5$ , em função das altas velocidades de fluxo alcançadas, atingindo o número de Reynolds um valor superior a 30. Cada estágio de bombeamento fornece os seguintes valores de rebaixamento específico:

- 1º estágio →  $s_1 / Q_1$
- 2º estágio →  $s_2 / Q_2$
- 3º estágio →  $s_3 / Q_3$
- 4º estágio →  $s_4 / Q_4$
- 5º estágio →  $s_5 / Q_5$

As três primeiras vazões, onde não ocorre fluxo turbulento no pré-filtro, são utilizadas para determinação da equação característica de funcionamento, dada pela expressão:

$$S_t = BQ + CQ^2$$

onde **C** é igual a  $C_1 + C_2 + C_3 + C_4$ , ou seja, o somatório dos coeficientes parciais das perdas de carga na entrada dos filtros e das perdas axiais totais proporcionais a  $Q^2$ .

Dividindo a equação acima por  $Q$ , obtém-se a expressão  $s_t/Q = B + CQ$ , que representa a equação de uma reta da forma  $y = b + ax$ , onde **a** é o coeficiente angular dado pela **tg α**, sendo  $\alpha$  o ângulo que a reta faz com a horizontal. As figuras 6.6.15 e 6.6.16 mostram a interpretação de testes plotando-se os rebaixamentos específicos determinados ( $s/Q$ ) em função das respectivas vazões, obtendo-se para  $Q_1, Q_2$  e  $Q_3$  uma reta de coeficiente angular **C**, que intercepta o eixo dos rebaixamentos específicos em um valor igual a **B** (figura 6.6.15), sendo: **B** o coeficiente das perdas laminares totais ( $B_1 + B_2 + B_3$ ) e **C** o coeficiente das perdas axiais e na entrada dos filtros ( $C_1 + C_2 + C_3 + C_4$ ).

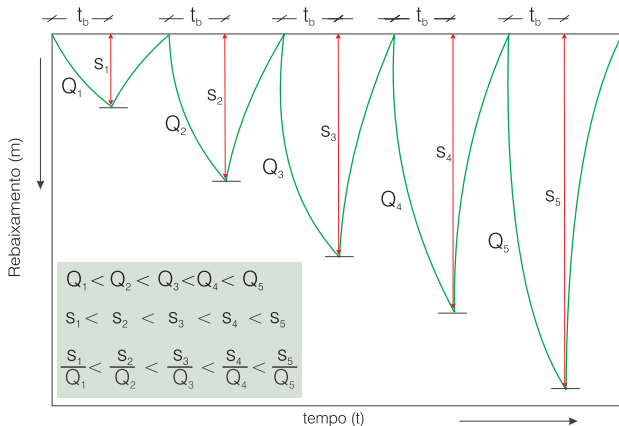


Figura 6.6.14 - Gráfico rebaixamento (s) versus tempo (t) de um teste de produção escalonado.

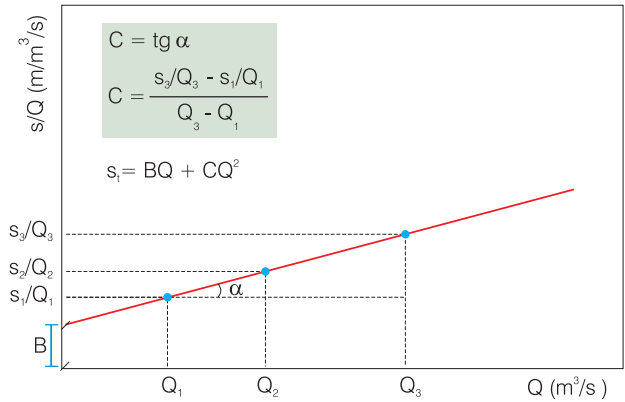


Figura 6.6.15 - Interpretação de teste de perda de carga, sem perdas turbulentas na zona de transição do pré-filtro.

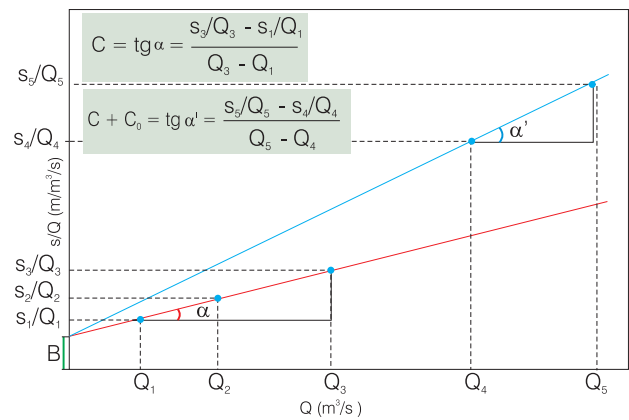


Figura 6.6.16 - Interpretação de teste de perda de carga, com perdas turbulentas na zona de transição do pré-filtro.

Uma segunda reta de maior declividade é obtida para as vazões  $Q_4$  e  $Q_5$  (figura 6.6.16), tendo o coeficiente angular o valor:

$$(C + C_0) = \text{tg } \alpha'$$

Conhecendo-se o valor de **C** da primeira reta, determina-se **C<sub>0</sub>** pela seguinte expressão:

$$C_0 = \text{tg } \alpha' - C \tag{6.6.18}$$

Para vazões no intervalo de  $Q_1$  a  $Q_3$ , o poço tem como equação característica de funcionamento a seguinte expressão:

$$s_t = BQ + CQ^2$$

Para vazões no intervalo  $Q_4$  a  $Q_5$ , o poço tem como equação característica de funcionamento a expressão abaixo apresentada:

$$s_t = BQ + C_0Q^2 + CQ^2$$

sendo **B** o coeficiente das perdas lineares, **C** e **C<sub>0</sub>** os coeficientes das perdas turbulentas.

### 6.6.9 Determinação da Perda de Carga Laminar na Zona de Transição do Pré-Filtro ( $B_2 Q$ )

A determinação exata da perda de carga, em regime de fluxo laminar na zona de transição do pré-filtro, envolve grandes dificuldades, em virtude do desconhecimento dos efeitos negativos causados pelo fluido de perfuração na parede do poço. Esses efeitos determinam, em geral, uma redução da condutividade hidráulica média no setor, quando se considera a espessura total do pré-filtro e a sua condutividade hidráulica, diferenciada daquela do reboco depositado nas paredes do furo.

#### Método do Teste de Interferência

A figura 6.6.17 mostra o esquema de determinação das perdas na zona do pré-filtro em poço totalmente penetrante, perfurado em um aquífero confinado. O procedimento consiste na execução combinada de um teste convencional de determinação das perdas totais laminares e turbulentas no poço ( $s_t = BQ + CQ^2$ ), com medições da interferência produzida pelo bombeamento em piezômetros (poços de observação) localizados a certa distância do poço bombeado. As medições de rebaixamento do nível d'água nos piezômetros são realizadas para uma vazão  $Q$  do

intervalo de vazões utilizado no teste escalonado e em um tempo  $t$  que assegure a validade da aproximação logarítmica da equação de Jacob. Os rebaixamentos medidos nos piezômetros são plotados em função da distância, em um gráfico de escala semilogarítmica, sendo a reta obtida extrapolada até encontrar o raio do poço ( $r_p$ ), fornecendo, neste ponto, o valor real das perdas no aquífero ( $B_1 Q$ ). A realização de um teste de produção fornece o valor das perdas turbulentas ( $CQ^2$ ). O valor das perdas laminares na zona de transição do pré-filtro é determinado a partir da relação:

$$s_t = B_1 Q + B_2 Q + CQ^2 \tag{6.6.19}$$

$$B_2 Q = s_t - B_1 Q - CQ^2$$

onde  $s_t$  é o rebaixamento total medido no poço bombeado,  $B_1 Q$  é o valor determinado no teste de interferência e  $CQ^2$  é determinado no teste escalonado.

A condutividade hidráulica média ou equivalente no pré-filtro é dada a partir da expressão (6.6.11):

$$B_2 = \frac{1}{2\pi K_f b} \ln \frac{r_p}{r_f}$$

$$K_f = \frac{1}{2\pi B_2 b} \ln \frac{r_p}{r_f}$$

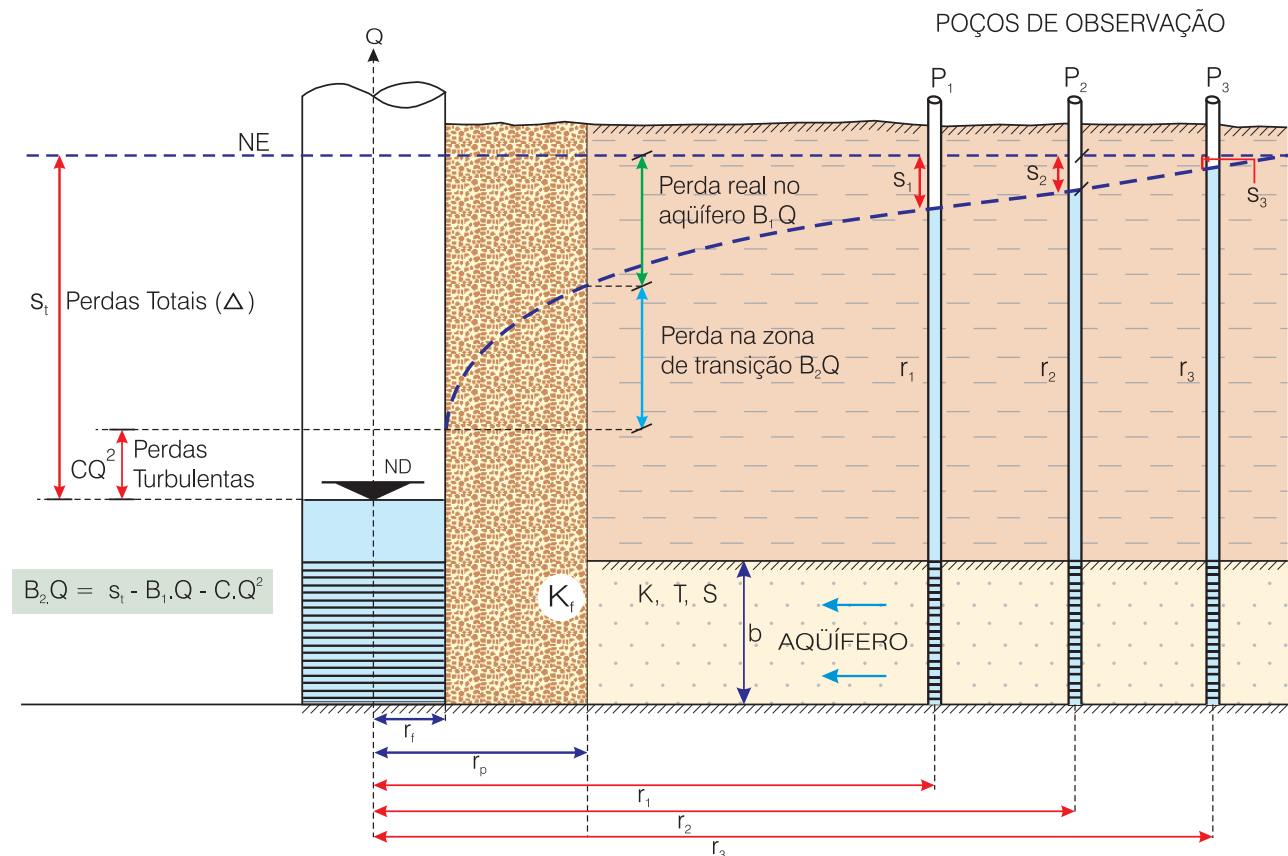


Figura 6.6.17 - Determinação das perdas na zona de pré-filtro em poço totalmente penetrante captando um aquífero confinado.



### Conceito de Raio Efetivo

A figura 6.6.18 mostra um poço totalmente penetrante em um aquífero confinado com condutividade hidráulica **K**, transmissividade **T** e coeficiente de armazenamento **S**, bombeando uma vazão **Q**, em um tempo **t**. Com respeito à condutividade hidráulica do pré-filtro ( $K_f$ ) e à condutividade hidráulica do aquífero (**K**), três situações podem ocorrer:

$$K_f = K \quad / \quad K_f > K \quad / \quad K_f < K$$

Na primeira condição ( $K_f = K$ ), o cone de depressão ultrapassa o raio do poço ( $r_p$ ), prosseguindo o seu desenvolvimento teórico normal conforme a equação de Jacob, atingindo o raio dos filtros ( $r_f$ ) com um rebaixamento (**s**), dado por:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2,25 T t}{r_f S}$$

Na segunda situação, o cone de depressão sofre um alívio em função de ser  $K_f > K$ , produzindo nos filtros um rebaixamento  $s_a < s$ . Na terceira possibilidade, em virtude de ser  $K_f < K$ , o cone de depressão aprofunda-se, atingindo os filtros com um rebaixamento  $s_b > s$ .

O raio efetivo ( $r_w$ ) é definido como sendo a distância radial do centro do poço até o ponto no qual o rebaixamento teórico da equação de Jacob é igual ao rebaixamento real, devido à variação de condutividade hidráulica do pré-filtro ( $K_f$ ) em relação à condutividade hidráulica do aquífero (**K**). Nesse

sentido, o rebaixamento  $s_a$  da condição de  $K_f > K$  pode ser dado pela fórmula de Jacob, utilizando como raio, o raio efetivo  $r_{wa}$ :

$$s_a = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2,25 T t}{r_{wa}^2 S}$$

Do mesmo modo:

$$s_b = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2,25 T t}{r_{wb}^2 S}$$

Na equação característica de funcionamento do poço ( $s_t = BQ + CQ^2$ ), o coeficiente **B** engloba tanto as perdas no aquífero ( $B_1Q$ ), como as perdas na zona de transição do pré-filtro ( $B_2Q$ ). O rebaixamento parcial **BQ**, obtido através do teste de produção, pode, então, ser igualado à equação de Jacob imputando-se um raio igual ao raio efetivo correspondente:

$$BQ = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2,25 T t}{r_w^2 S} \rightarrow 4B\pi T = \ln \frac{2,25 T t}{r_w^2 S}$$

$$e^{4B\pi T} = \frac{2,25 T t}{r_w^2 S}$$

Isolando-se o valor de  $r_w$ :

$$r_w = \sqrt{\frac{2,25 T t}{e^{4B\pi T} S}} \tag{6.6.20}$$

sendo **e** a base dos logaritmos neperianos.

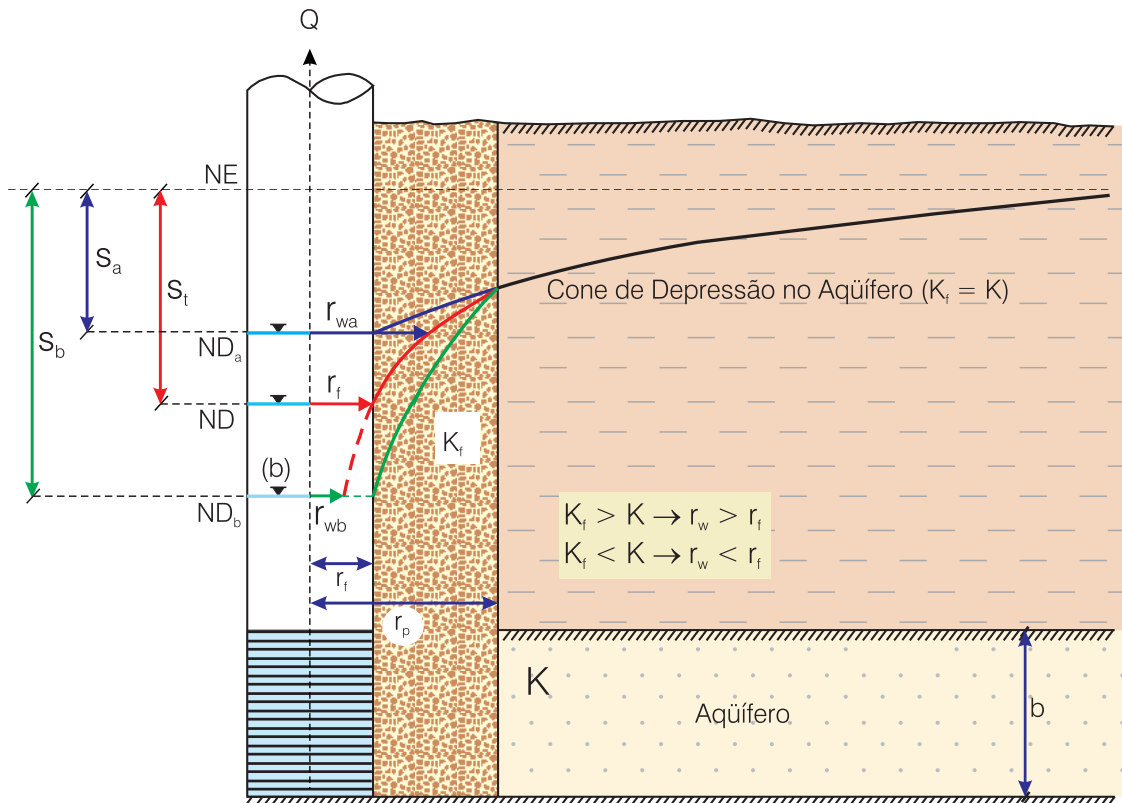


Figura 6.6.18 - Conceito de raio efetivo.

## Determinação da Condutividade Hidráulica Equivalente do Pré-Filtro

Para um poço totalmente penetrante em um aquífero confinado, as perdas laminares totais ( $\Delta s_L$ ) serão dadas por:

$$\Delta s_L = B_1 Q + B_2 Q$$

onde  $B_1 Q$  são as perdas no aquífero e  $B_2 Q$  as perdas na zona de transição do pré-filtro. Considerando o conceito de raio efetivo ( $r_w$ ),  $\Delta s_L$  pode ser expresso como:

$$\Delta s_L = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2,25 T t}{r_w^2 S}$$

As perdas na zona de transição, entre a parede do poço ( $r_p$ ) e os filtros ( $r_f$ ), são avaliadas pela seguinte expressão:

$$B_2 Q = \frac{Q}{2\pi K_f b} \ln \frac{r_p}{r_f}$$

Logo:

$$\frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2,25 T t}{r_w^2 S} = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2,25 T t}{r_p^2 S} + \frac{Q}{2\pi K_f b} \ln \frac{r_p}{r_f}$$

Fazendo as devidas transformações e simplificando, obtém-se a fórmula para determinação da condutividade hidráulica equivalente do pré-filtro ( $K_f$ ).

$$K_f = \frac{K (\ln r_f - \ln r_p)}{\ln r_w - \ln r_p} \quad (6.6.21)$$

### 6.6.10 Custo da Água Produzida

A determinação dos custos de produção de água subterrânea, ao lado da avaliação da eficiência hidráulica dos poços, constitui o procedimento recomendado para a análise das repercussões dos diferentes aspectos envolvidos na construção das captações. Na elaboração dos projetos construtivos, a avaliação econômica, conjuntamente com a análise hidráulica, permite tomar decisões quanto ao formato construtivo mais viável. Muitas vezes, a adoção de um diâmetro maior para reduzir as perdas axiais e, conseqüentemente, os custos de bombeamento, pode não ser indicada, no caso em que custos maiores, referentes ao diâmetro de perfuração, tenham repercussão negativa no custo final do m<sup>3</sup> de água produzido. Do mesmo modo, a decisão quanto à perfuração de toda a espessura do aquífero para obtenção de uma maior capacidade produtiva, pode ser menos viável, economicamente, que uma perfuração parcial de menor custo, mesmo que venha a introduzir perdas de carga adicionais.

As fórmulas apresentadas a seguir permitem o cálculo do custo do m<sup>3</sup> bombeado e da incidência, neste

custo, dos diferentes fatores hidráulicos ou construtivos. Para simplificação, não foram considerados todos os custos envolvidos na produção e distribuição da água subterrânea, como por exemplo: custos de estudos básicos, custos de operação, manutenção e reposição etc. Para o cálculo do custo da água produzida, considera-se, portanto, o seguinte:

- $I_p$  = investimento na construção do poço (R\$);
- $I_b$  = investimento na aquisição da bomba e energização do poço (R\$);
- $V_p$  = vida útil do poço (anos);
- $V_b$  = vida útil da bomba (anos);
- $i$  = taxa de remuneração do capital investido (% ao ano);
- $AM_t$  = altura manométrica de recalque da água bombeada (m);
- $V_a$  = volume anual produzido (m<sup>3</sup>);
- $GF_p$  = gastos financeiros anuais referentes ao investimento no poço (R\$/ano);
- $GF_b$  = gastos financeiros anuais referentes ao investimento na bomba e energização do poço (R\$/ano);
- $GE$  = gastos anuais com a energia de bombeamento (R\$/ano).

$$GF_p = \frac{I_p}{2} i + \frac{I_p}{V_p}$$

$$GF_b = \frac{I_b}{2} i + \frac{I_b}{V_b}$$

$$GE = 0,002726 \frac{V_a \cdot AM_t}{u} ce$$

onde **ce** é o custo da energia (R\$/Kwh) e  $u$  é o rendimento do grupo moto-bomba.

O custo do m<sup>3</sup> de água bombeado será:

$$\text{Custo (R\$ / m}^3) = \frac{GF_p + GF_b + GE}{V_a} \quad (6.6.22)$$

### 6.6.11 Aplicação do Método de Análise

Um poço totalmente penetrante, com 500 metros de profundidade (figura 6.6.19), foi perfurado pelo método rotativo com lama à base de bentonita, em um aquífero confinado com espessura  $b = 200$  metros, tendo sido realizado um teste de produção escalonado (com tempo de 24 horas para cada estágio), obtendo-se a seguinte equação característica de funcionamento:

$$s = 324,1 Q + 7.117 Q^2$$

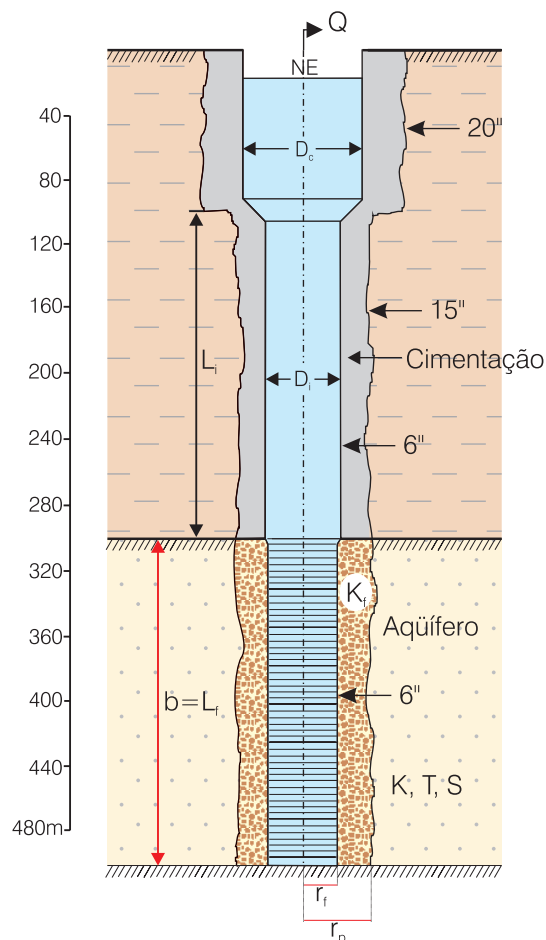


Figura 6.6.19 - Poço perfurado por método rotativo em um aquífero confinado.

As **características construtivas do poço** foram as seguintes:

- profundidade do poço ( $P_p$ ) - 500 m;
- profundidade da câmara de bombeamento ( $P_c$ ) - 100 m;
- profundidade de instalação da bomba ( $P_b$ ) - 90 m;
- Extensão da câmara de bombeamento ( $L_c$ ) - 10 m;
- extensão de revestimento da seção intermediária ( $L_i$ ) - 200 m;
- extensão da seção de filtros ( $L_f$ ) - 200 m;
- espessura do aquífero ( $b$ ) - 200 m;
- diâmetro da câmara de bombeamento ( $D_c$ ) - 12" = 0,3048 m;
- diâmetro da seção intermediária ( $D_i$ ) - 6" = 0,152 m;
- diâmetro da seção de captação ( $D_f$ ) - 6" = 0,152 m;
- diâmetro do poço ( $D_p$ ) - 15" = 0,381 m;
- raio do poço ( $r_p$ ) - 7,5" = 0,1905 m;
- raio dos filtros ( $r_f$ ) - 3" = 0,0762 m;
- percentual de área aberta dos filtros ( $\alpha$ ) - 20%;
- percentual de obstrução dos filtros pelo pré-filtro ( $\beta$ ) - 90%;

- fator de atrito nos filtros ( $F_f$ ) - 0,04;
- fator de atrito no revestimento intermediário ( $F_i$ ) - 0,024;
- fator de atrito na câmara de bombeamento ( $F_c$ ) - 0,022.

As **características hidrodinâmicas do aquífero** são as seguintes:

- condutividade hidráulica ( $K$ ) -  $5 \cdot 10^{-5}$  m/s;
- transmissividade ( $T$ ) -  $10^{-2}$  m<sup>2</sup>/s;
- coeficiente de armazenamento ( $S$ ) -  $10^{-5}$ ;
- nível estático (NE) - 12 m.

Para realizar a análise econômica, considera-se, ainda, os seguintes **dados adicionais**:

- investimento na construção do poço ( $I_p$ ) = R\$ 290.000,00
- aquisição, instalação e energização de bomba de 10" ( $I_b$ ) = R\$ 52.000,00
- vida útil do poço ( $V_p$ ) = 20 anos
- vida útil da bomba ( $V_b$ ) = 10 anos
- taxa de amortização do capital ( $i$ ) = 8% a.a.
- custo de energia ( $ce$ ) = R\$ 0,15/Kwh
- rendimento do grupo motor-bomba ( $u$ ) = 0,70

Em seguida será feita, detalhadamente, a **análise do problema**.

(a) Determinação do rebaixamento total e do nível dinâmico no poço, para uma vazão de bombeamento ( $Q$ ) de 200 m<sup>3</sup>/h:

$$s_t = 324,1 \cdot 0,0555 + 7617 \cdot 0,0555^2 = 41,4 \text{ m}$$

$$ND = NE + s$$

$$ND = 12,00 + 41,4 = 53,4 \text{ m}$$

(b) Decomposição do rebaixamento total ( $s_t$ ), determinando as perdas parciais dos fluxos laminar e turbulento, para uma vazão de 200 m<sup>3</sup>/h. Para poços totalmente penetrantes  $B_3 = 0$ , logo:

$$B = B_1 + B_2$$

**Passo 1 - Cálculo do raio efetivo ( $r_w$ )**

Aplicando-se a equação (6.6.20):

$$r_w = \sqrt{\frac{2,25 \cdot 10^{-2} \cdot 86400}{e^{4 \cdot 324,13 \cdot 14159 \cdot 10^{-2}} \cdot 10^{-5}}}$$

$$r_w = 1,997 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

**Passo 2 - Cálculo da condutividade hidráulica equivalente na zona de transição ( $K_f$ )**

Aplicando-se a equação (6.6.21):

$$K_f = \frac{5 \cdot 10^{-5} (\ln 0,0762 - \ln 0,1905)}{\ln 1,997 \cdot 10^{-5} - \ln 0,1905}$$

$$K_f = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

A condutividade hidráulica média na zona de transição do pré-filtro é, portanto, 10 vezes menor que a condutividade hidráulica do aquífero, devido o efeito da lama de perfuração à base de bentonita.

**Passo 3 - Cálculo do coeficiente B<sub>2</sub>**

Aplicando-se a equação (6.6.11):

$$B_2 = \frac{1}{2 \cdot 3,14159 \cdot 5 \cdot 10^{-6} \cdot 200} \ln \frac{0,1905}{0,0762}$$

$$B_2 = 145,8 \text{ m/m}^3/\text{s}$$

**Passo 4 - Cálculo do coeficiente B<sub>1</sub>**

$$B = B_1 + B_2 \rightarrow B_1 = B - B_2$$

$$B_1 = 324,1 - 145,8 = 178,27 \text{ m/m}^3/\text{s}$$

**Passo 5 - Cálculo do coeficiente C<sub>1</sub>**

Aplicando-se a expressão (6.6.13):

$$C_1 = \frac{3,32 \cdot 10^{-3}}{0,0762^2 \cdot 200^2 \cdot 0,20^2 (1 - 0,90)^2} = 0,0357 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

**Passo 6 - Cálculo do coeficiente C<sub>2</sub>**

Aplicando-se a expressão (6.6.14):

$$C_2 = 0,02754 \cdot 0,04 \cdot \frac{200}{0,152^5} = 2715,41 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

**Passo 7 - Cálculo do coeficiente C<sub>3</sub>**

Aplicando-se a expressão (6.6.15):

$$C_3 = 0,08262 \cdot 0,24 \cdot \frac{200}{0,152^5} = 4887,74 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

**Passo 8 - Cálculo do coeficiente C<sub>4</sub>**

Aplicando-se a expressão (6.6.16):

$$C_4 = 0,08262 \cdot 0,022 \cdot \frac{10}{0,3048^5} = 6,91 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

**Passo 9 - Decomposição do rebaixamento total**

Perdas Laminares:  $\Delta s_L = B_1 Q + B_2 Q + B_3 Q$

Como a vazão é 200 m<sup>3</sup>/h ou 0,0555 m<sup>3</sup>/s, vem:

$$\begin{cases} B_1 Q = 178,27 \cdot 0,0555 = 9,89 \text{ m} \\ B_2 Q = 145,83 \cdot 0,0555 = 8,09 \text{ m} \\ B_3 Q = 0,00 \cdot 0,0555 = 0,00 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Delta s_L = 9,89 \text{ m} + 8,09 \text{ m} + 0,00 \text{ m} = 17,98 \text{ m}$$

Perdas turbulentas:

$$\Delta s_T = C_1 Q^2 + C_2 Q^2 + C_3 Q^2 + C_4 Q^2$$

$$C_1 Q^2 = 0,0357 \cdot 0,05552 = 0,0001$$

$$C_2 Q^2 = 2715,41 \cdot 0,05552 = 8,36$$

$$C_3 Q^2 = 4887,74 \cdot 0,05552 = 15,06$$

$$C_4 Q^2 = 6,91 \cdot 0,05552 = 0,003080$$

$$\Delta s_T = 0,0001 + 8,36 + 15,06 + 0,003080$$

$$\Delta s_T = 23,42$$

$$s_t = \Delta s_L + \Delta s_T = 17,98 \text{ m} + 23,42 \text{ m} = 41,4 \text{ m}$$

(c) Determinação da eficiência hidráulica para a vazão de 200 m<sup>3</sup>/h.

Pela expressão (6.6.17):

$$EF = \frac{9,89}{9,89 + 8,09 + 0 + 0,0001 + 8,36 + 15,06 + 0,003080}$$

$$EF = \frac{9,89}{41,4} = 23,8\%$$

(d) Determinação da vazão máxima que pode ser bombeada, para que o nível dinâmico (ND) não ultrapasse 80 metros de profundidade, de modo que a bomba instalada aos 90 metros, disponha de uma submergência mínima de 10 metros.

O rebaixamento disponível (RD) é definido como o **máximo que se pode rebaixar num poço sem que o bombeamento corra riscos de colapso** (capítulo 6.7). Aqui, na avaliação do RD, considera-se que não existem interferências de outros poços nem variação sazonal, portanto, será expresso como:

$$RD = P_b - NE = 80 \text{ m} - 12 \text{ m} = 68 \text{ m}$$

Aplicando o RD como o rebaixamento máximo na equação de funcionamento do poço:

$$RD = BQ + CQ^2 \rightarrow 68 = 324,1 Q + 7617 Q^2$$

$$7617 Q^2 + 324,1 Q - 68 = 0$$

$$Q = \frac{-324,1 \pm \sqrt{324,1^2 + 4 \cdot 7617 \cdot 68}}{2 \cdot 7617} = 272 \text{ m}^3/\text{h}$$

(e) Determinação do custo do m<sup>3</sup> de água bombeado para a vazão máxima de exploração e definição da incidência no custo do m<sup>3</sup> de todos os fatores envolvidos.

$$GF_p = \frac{290.000,00}{2} \cdot 0,08 + \frac{290.000,00}{20}$$

$$GF_p = \text{R\$ } 26.100,00/\text{ano}$$

$$GF_b = 2 \cdot \left( \frac{52.000,00}{2} \cdot 0,08 + \frac{52.000,00}{10} \right)$$

$$GF_b = \text{R\$ } 14.560,00/\text{ano}$$

$$V_a = 272 \text{ m}^3/\text{h} \cdot 24 \text{ h} \cdot 365 \text{ dias} = 2.382.720 \text{ m}^3$$

A altura manométrica de recalque é:

$$s_i + NE = 68 \text{ m} + 12 \text{ m} = 80 \text{ m}$$

$$GE = 0,002726 \cdot \frac{2.382.720 \cdot 80}{0,70} \cdot 0,15 = \text{R\$ } 111.347,90/\text{ano}$$

$$\text{Custo } m^3 = \frac{26.100,00 + 14.560,00 + 111.347,90}{2.382.720}$$

$$\text{Custo } m^3 = \text{R\$ } 0,06379/m^3$$

Determinação da incidência dos fatores envolvidos no custo do  $m^3$  de água bombeado.

#### Construção do poço:

$$m^3 = \frac{GF_p}{Va} = \frac{26.100,00}{2.382.720} = \text{R\$ } 0,0109 / m^3$$

$$\text{Peso} = \frac{0,0109}{0,06379} = 0,1708 = 17,08\%$$

#### Aquisição da bomba e energização:

$$m^3 = \frac{GF_b}{Va} = \frac{14.560,00}{2.382.720} = \text{R\$ } 0,0061 / m^3$$

$$\text{Peso} = \frac{0,0061}{0,06379} = 0,0956 = 9,56\%$$

#### Perdas no aquífero ( $B_1 Q$ ): $Q = 0,07555 \text{ m}^3/\text{s}$

$$B_1 Q = 178,27 \text{ m/m}^3/\text{s} \cdot 0,07555 \text{ m}^3/\text{s} = 13,47 \text{ m}$$

$$GE_{(\text{aquífero})} = \frac{0,002726 \cdot 2.382.720 \cdot 13,47}{0,70} \cdot 0,15$$

$$GE_{(\text{aquífero})} = \text{R\$ } 18.748,20 / \text{ano}$$

$$m^3 = \frac{GE_{(\text{aquífero})}}{Va} = \frac{18.748,20}{2.382.720} = \text{R\$ } 0,00786 / m^3$$

$$\text{Peso} = \frac{0,00786}{0,06379} = 0,1232 = 12,32\%$$

#### Perdas na zona de transição ( $B_2 Q$ ):

$$B_2 Q = 145,83 \text{ m/m}^3/\text{s} \cdot 0,07555 \text{ m}^3/\text{s} = 11,02 \text{ m}$$

$$GE_{(\text{transição})} = 0,002726 \cdot \frac{2.382.720 \cdot 11,02}{0,70} \cdot 0,15$$

$$GE_{(\text{transição})} = \text{R\$ } 15.338,17/\text{ano}$$

$$m^3 = \frac{15.338,17}{2.382.720} = \text{R\$ } 0,00644 / m^3$$

$$\text{Peso} = \frac{0,00644}{0,06379} = 0,1019 = 10,19\%$$

**Perdas na entrada dos filtros:** as perdas na entrada dos filtros são consideradas desprezíveis:

$$C_1 Q^2 = 0,0357 \text{ s}^2 / \text{m}^5 \cdot (0,07555 \text{ m}^3/\text{s})^2 \sim 0$$

#### Perdas axiais nos filtros:

$$C_2 Q^2 = 2715,41 \text{ s}^2/\text{m}^5 \cdot (0,07555 \text{ m}^3/\text{s})^2 = 15,50 \text{ m}$$

$$GE_{(\text{axiais filtros})} = 0,002726 \cdot \frac{2.382.720 \cdot 15,50}{0,70} \cdot 0,15$$

$$GE_{(\text{axiais filtros})} = \text{R\$ } 21.573,65/\text{ano}$$

$$m^3 = \frac{21.573,65}{2.382.720} = \text{R\$ } 0,00905 / m^3$$

$$\text{Peso} = \frac{0,00905}{0,06379} = 0,1418 = 14,18\%$$

#### Perdas axiais na seção intermediária:

$$C_3 Q^2 = 4887,74 \text{ s}^2/\text{m}^5 \cdot (0,07555 \text{ m}^3/\text{s})^2 = 27,89 \text{ m}$$

$$GE_{(\text{sec. interm.})} = 0,002726 \cdot \frac{2.382.720 \cdot 27,78}{0,70} \cdot 0,15$$

$$GE_{(\text{sec. interm.})} = \text{R\$ } 38.818,66/\text{ano}$$

$$m^3 = \frac{8.818,66}{2.382.720} = \text{R\$ } 0,0163 / m^3$$

$$\text{Peso} = \frac{0,0163}{0,0637} = 0,2555 = 25,55\%$$

#### Perdas axiais na câmara de bombeamento:

$$C_4 Q^2 = 13,82 \text{ s}^2/\text{m}^5 \cdot (0,07555 \text{ m}^3/\text{s})^2 = 0,0788 \text{ m}$$

$$GE_{(\text{câmara})} = 0,002726 \cdot \frac{2.382.720 \cdot 0,0788}{0,70} \cdot 0,15$$

$$GE_{(\text{câmara})} = \text{R\$ } 109,68/\text{ano}$$

$$m^3 = \frac{109,68}{2.382.720} = \text{R\$ } 0,00005 / m^3$$

$$\text{Peso} = \frac{0,00005}{0,06379} = 0,00078 = 0,078\%$$

#### Elevação da água até a boca do poço: (NE=12 m)

$$GE_{(\text{nível estático})} = 0,002726 \cdot \frac{2.382.720 \cdot 12}{0,70} \cdot 0,15$$

$$GE_{(\text{nível estático})} = \text{R\$ } 16.702,18/\text{ano}$$

$$m^3 = \frac{16.702,18}{2.382.720} = 0,007 / m^3$$

$$\text{Peso} = \frac{0,007}{0,06379} = 0,1097 = 10,97\%$$

Fator	Participação no Custo do m <sup>3</sup>	Peso percentual
Construção do poço	R\$ 0,0109 /m <sup>3</sup>	17,08%
Aquisição de bombas e energia.	R\$ 0,0061 /m <sup>3</sup>	9,56 %
Perdas de energia no aquífero	R\$ 0,00786/m <sup>3</sup>	12,32%
Perdas de energia na zona de transição	R\$ 0,00644/m <sup>3</sup>	10,09%
Perda de energia nos filtros	R\$ 0,00905/m <sup>3</sup>	14,18%
Perdas de energia na seção intermediária	R\$ 0,01630/m <sup>3</sup>	25,55%
Perdas de energia na câmara de bombeamento	R\$ 0,00005/m <sup>3</sup>	0,078%
Perdas de energia por elevação do NE	R\$ 0,007 /m <sup>3</sup>	10,97%
<b>Total</b>	<b>R\$ 0,06387/m<sup>3</sup></b>	<b>≈100 %</b>

**Tabela 6.6.1** - Resumo dos resultados obtidos com a aplicação do método de análise referente ao item 6.6.11.

Na tabela 6.6.1, acima, é apresentado um resumo dos resultados obtidos. O somatório das perdas na zona de transição, nos filtros e na seção intermediária corresponde a 49,8 % do custo do m<sup>3</sup> da água bombeada.

## Referências

CUSTODIO, E.; LHAMAS. M. R. **Hidrología subterránea**. 2. ed. Barcelona: Ed. Omega, 1980. 2 v.

HUISMAN, L. **Groundwater recovery**. London: The Macmillan Press, 1975. 336 p.

JACOB, C. E. Drawdown test to determine the effective radius of artesian wells. **Transactions of American Society of Civil Engineers**, v. 112, p. 1047-1070, 1947.

MACEDO DE FRANÇA, H. P. Avaliação das perdas de carga secundárias com testes de vazões escalonadas. In: SIMPÓSIO DE GEOLOGIA DO NORDESTE, 9., 1979, Natal. **Anais...** Natal: SBG, 1979.

ROSCOE MOSS COMPANY. **Handbook of ground water development**. Califórnia: Wiley Interscience Publication, 1990. 493 p.

WILLIAMS, D. E. Modern techniques in wells design. **Journal AWWA. Research & Technology**, p. 68-74, 1987.

## Capítulo 6.7

## CAPACIDADE DE PRODUÇÃO DE POÇOS

João Manoel Filho  
 Fernando A. C. Feitosa  
 Edilton Carneiro Feitosa  
 José Geilson A. Demetrio

## 6.7.1 Introdução

A avaliação da capacidade de exploração de um poço ou de uma bateria de poços tubulares é uma tarefa que requer uma série de variáveis, envolvendo tanto o aquífero captado quanto a própria obra de captação. Em geral, para a solução do problema, adota-se um **modelo conceitual**.

Por definição, **modelo conceitual** é um conjunto de hipóteses que descreve, de maneira ideal, as principais feições do meio hidrogeológico real. O método do modelo conceitual é considerado como uma das ferramentas mais poderosas de que se dispõe para investigar fenômenos físicos (sistemas) complicados, assim entendidos aqueles sistemas cujo tratamento matemático se afigura praticamente impossível. De acordo com esse método, o sistema real, ou fenômeno, é substituído por um sistema mais simples, **fictício** ou **ideal**, passível de tratamento matemático. No caso do fluxo de água subterrânea para um poço, o método do modelo conceitual tem sido aplicado de forma generalizada, tanto para os aquíferos das formações sedimentares granulares, quanto para as zonas aquíferas das formações cristalinas fraturadas, cujo domínio é ainda mais complexo (geometria indefinida, descontinuidade, heterogeneidade, anisotropia etc.).

Da análise do sistema idealizado, são obtidos resultados na forma de leis ou relações matemáticas entre os diversos parâmetros do sistema estudado. O modelo conceitual é, portanto, uma forma simplificada de encarar um fenômeno que não pode ser observado diretamente em escala macroscópica ou microscópica, mas no qual é possível criar perturbações mesoscópicas e observar e medir as respostas. Uma vez definido o modelo, o segundo passo é a sua análise por meio de formulações teóricas conhecidas - analíticas ou numéricas - com vistas à obtenção de relações matemáticas que descrevam o fenômeno investigado. Essas relações permitem caracterizar não apenas o grau de dependência entre as variáveis ativas do problema, mas também, os fatores que, de acordo com o modelo, não exercem influência no sistema.

Finalmente, é preciso verificar, experimentalmente, através de testes de laboratório ou de campo, a validade do modelo, isto é, a validade das relações entre as variáveis e coeficientes que aparecem nas equações, que devem ser, todas elas, quantidades mensuráveis.

## 6.7.2 Conceitos Básicos

## Capacidade Específica ou Vazão Específica de um poço

A capacidade específica, também conhecida como vazão específica, de um poço é dada pela razão entre a vazão (Q) e o rebaixamento (s) para um determinado tempo (t), como expresso a seguir:

$$Q_{\text{esp}}(t) = (Q/s)_t \text{ [L}^2\text{T}^{-1}\text{]} \quad (6.7.1)$$

Usualmente, a capacidade específica é expressa em m<sup>3</sup>/h/m, mas podem ser encontradas referências em m/s/m, L/h/m, L/s/m, não sendo comum utilizar uma medida diferente do metro para expressar o rebaixamento. Este parâmetro, em geral, é utilizado para expressar a produtividade de um poço, mas, ressalta-se que isto é válido para o regime estacionário. Para o regime transiente, a capacidade específica decai ao longo do tempo (figura 6.7.1), portanto, deve sempre ser associada ao tempo de bombeamento do respectivo valor de rebaixamento, como por exemplo: Q<sub>esp</sub>(12 horas); Q<sub>esp</sub>(24 horas); Q<sub>esp</sub>(72 horas) etc.

## Rebaixamento Máximo Disponível

O conceito de **rebaixamento máximo disponível** (RD) depende do tipo de aquífero e do projeto construtivo do poço. Em poço de aquífero livre, não deve ser superior a 1/3 da espessura saturada. Em poço de aquífero confinado, fica restrito a uma profundidade de nível dinâmico sempre inferior à profundidade do topo do aquífero. Para poços perfurados em rochas cristalinas, o nível dinâmico correspondente ao RD deve ficar pelo menos 2 metros acima da fenda produtora (entrada de água) mais profunda.

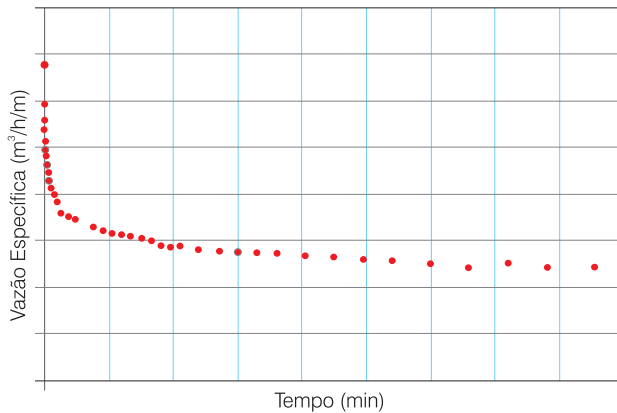


Figura 6.7.1 - Variação da vazão específica com o tempo.

O **rebaixamento máximo (RM)**, expresso pela diferença entre a posição do crivo da bomba e o nível estático sazonal médio ( $RM = PC - \overline{NE}$ ) não pode ser considerado como **disponível**, pois ultrapassa os limites de operação sustentável do poço. Levando em conta a variação sazonal (VS) conhecida do nível d'água no local do poço, a altura de submersão do crivo da bomba (SC) e prevendo um rebaixamento  $s_1$  para as interferências (I) de outros poços, o **rebaixamento máximo disponível (RD)** em um poço, cujos parâmetros são ilustrados na figura 6.7.2, é dado pela expressão abaixo:

$$RD = PC - \overline{NE} - SC - \frac{VS}{2} - I \quad (6.7.2)$$

sendo, **RD** o rebaixamento máximo disponível [L], **PC** a profundidade do crivo da bomba [L], **SC** a submersão do crivo da bomba [L], **NE** a profundidade média sazonal do nível estático [L], **VS** a variação sazonal do nível da água subterrânea [L] e **I** a interferência de outros poços [L].

Na avaliação do **RD**, o parâmetro mais significativo e que deve ser avaliado com cautela é representado pelas interferências causadas por outros poços (item 6.7.4).

### Diferentes Conceitos de Vazão

O parâmetro vazão (Q), embora sendo o mais conhecido e, geralmente, o mais procurado, tanto por profissionais da área como por leigos (a pergunta mais comum é - qual é a vazão do poço?), apresenta uma série de conotações, em função de diversas situações onde ela é medida/avaliada ou determinada/calculada. Assim, é possível a definição dos seguintes conceitos relativos à vazão.

**Vazão de Perfuração** - é aquela avaliada durante a construção do poço, na fase de limpeza/desenvolvimento. Em geral, dá uma idéia inicial da produtividade do poço e serve como subsídio para o dimensionamento das vazões utilizadas no teste de bombeamento.

**Vazão de Teste** - é aquela medida ao final do teste de bombeamento.

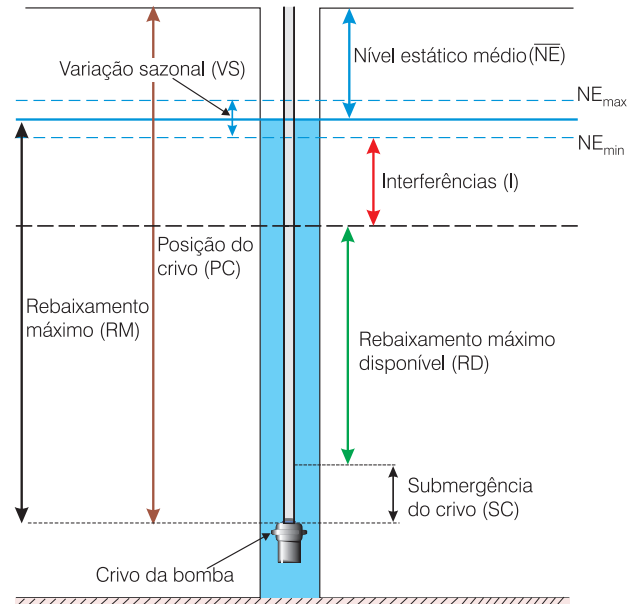


Figura 6.7.2 - Rebaixamento máximo (RM) e rebaixamento máximo disponível para a vazão bombeada (RD).

**Vazão Instantânea** - é aquela medida, a qualquer momento, num determinado tempo (t) de bombeamento.

**Vazão de Exploração** - a vazão de exploração, meta deste capítulo, é aquela determinada para a produção do poço considerando um alcance determinado (5, 10, 15, 20... anos). É calculada considerando tanto a produtividade do aquífero captado, como as características construtivas do poço, além dos fatores influentes externos (interferências de outros poços).

### Equação Característica de Poços

Rorabaugh (1953) estabeleceu, como uma generalização da equação  $S_p = BQ + CQ^2$  proposta por Jacob (1947), a seguinte expressão para o rebaixamento de um poço, em função da sua vazão:

$$s_p = BQ + CQ^n \quad (6.7.3)$$

na qual,  $s_p$  é o rebaixamento total no poço bombeado [L], **B** é o coeficiente de perdas laminares [ $T/L^2$ ], **C** é o coeficiente de perdas turbulentas [ $T^n/L^{3n-1}$ ], **n** é o expoente da vazão [adimensional] e **Q** é a vazão do poço [ $L^3/T$ ].

Vale ressaltar que a equação (6.7.3), em geral, expressa um rebaixamento que depende do tempo de bombeamento, ou seja,  $s_p = s_p(t)$ ;  $B = B(t)$ ; e  $C = C(t)$ . A evolução temporal do coeficiente C está ligada à variação da área efetiva de entrada de água nos filtros, que pode acontecer por obstruções, incrustações, corrosões e outros fenômenos conhecidos, de comportamento imprevisível, que modificam a eficiência do poço com o tempo. Assim, por questões de simplificação, na definição da curva característica do poço, admite-se que o comportamento da zona de admissão de água do poço permanece inalterado durante toda sua vida útil.



A equação (6.7.3), conforme já visto no capítulo 6.6, é a equação característica de funcionamento de um poço, que relaciona a vazão de bombeamento e o rebaixamento total produzido por este bombeamento, estando incluídas todas as perdas de carga existentes. Neste caso, para a determinação de **B**, **C** e **n**, é necessário a realização de testes com, no mínimo, três etapas de bombeamento. Caso se deseje efetuar uma decomposição das perdas não lineares, pode ser necessário determinar até quatro coeficientes, além de **B**, o que pode exigir até cinco etapas de bombeamento (capítulo 6.6). Com os dados do teste pode-se construir um sistema de três equações a três incógnitas, do tipo:

$$\begin{cases} s_{p1} = BQ_1 + CQ_1^n \\ s_{p2} = BQ_2 + CQ_2^n \\ s_{p3} = BQ_3 + CQ_3^n \end{cases} \quad (6.7.4)$$

A dedução da equação fundamental que permite a resolução deste sistema não é simples, sendo necessária a adoção de técnicas e artifícios numéricos, conforme pode ser observado na solução apresentada no anexo 6.7.1. Todavia, graças aos recursos computacionais hoje disponíveis, o cálculo propriamente dito dos parâmetros pode ser realizado facilmente usando o algoritmo computacional, cujo código é fornecido no anexo 6.7.2, através da implantação da respectiva macro em Visual Basic Excel, como sugerido no passo a passo do anexo 6.7.3. Existe também uma série de *softwares*, comercializados ou gratuitos, que resolvem esta equação, apresentando os valores dos coeficientes procurados.

### Curvas Características de Poços

Pode-se considerar como curva característica de um poço a relação gráfica entre a vazão e o rebaixamento com base na equação (6.7.3), para um dado tempo de bombeamento. Nas curvas obtidas a partir dessa equação, estão envolvidos dois termos: um de perda linear, proporcional à vazão, e um de perda não linear, proporcional ao quadrado da vazão (Jacob, 1947) (figura 6.7.3) ou proporcional a uma potência **n** da vazão (Rorabaugh, 1953). Como se verá adiante, e já mencionado no capítulo 6.6, as perdas não lineares, para todos os fins práticos, podem ser consideradas proporcionais ao quadrado da vazão. Com base nessas curvas (figura 6.7.3) e admitindo-se um rebaixamento máximo disponível (RD), é possível determinar a vazão de exploração de um poço para qualquer tempo de bombeamento (figura 6.7.4).

Partindo dos valores dos parâmetros **B** e **C**, que definem a curva característica para o tempo de teste, para a construção da curva referente ao alcance desejado (tempo para o qual se deseja fazer a avaliação), deve-se adotar o seguinte procedimento:

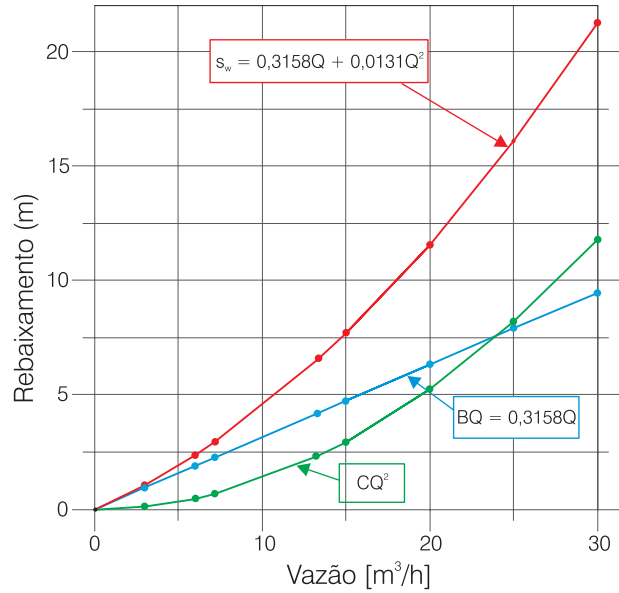


Figura 6.7.3 - Curva característica de um poço, no sistema aquífero Dunas-Barreiras, na região da Lagoa do Bonfim, ao sul de Natal-RN, para um tempo de bombeamento de 6 horas.

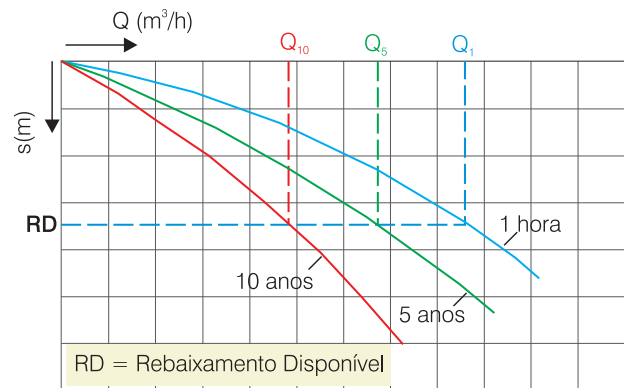


Figura 6.7.4 - Curvas características de poços para diversos alcances.

- extrapolação do valor do rebaixamento, no gráfico **s versus log t**, para o alcance desejado, conforme mostrado na figura 6.7.5;
- determinação de **B(t)** através da seguinte expressão:

$$B(t) = \frac{s_p(t) - CQ^n}{Q} \quad (6.7.5)$$

sendo **B(t)** o coeficiente de perda linear para um tempo **t** (alcance desejado) [T/L²], **s<sub>p</sub>(t)** o rebaixamento no poço bombeado no tempo **t** [L], **Q** a vazão do poço na etapa usada para extrapolação do rebaixamento [L³/T], **C** o coeficiente de perda turbulenta [Tⁿ/L<sup>3n-1</sup>] e **n** a potência da vazão [adimensional].

Assim, a equação característica de um poço para um tempo **t** qualquer passa a ser:

$$s_p(t) = B(t)Q + CQ^n \quad (6.7.6)$$

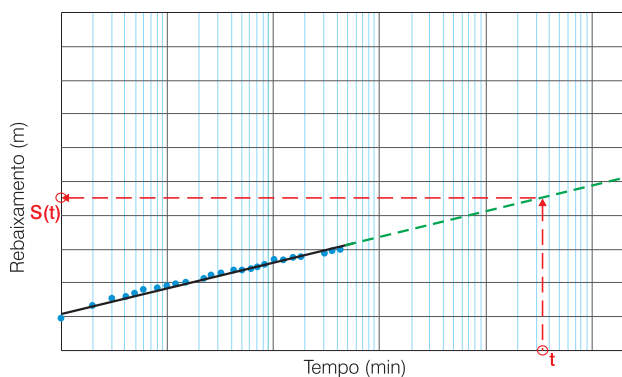


Figura 6.7.5 - Extrapolação do rebaixamento no tempo.

### Análise Crítica da Equação Característica

O modelo analítico de perda de carga singular de poços, sugerido por Jacob (1947), admite que as perdas devidas ao fluxo turbulento são proporcionais ao quadrado da vazão, isto é,  $\Delta h = CQ^2$ . Vale, desde logo, ressaltar, que esse modelo é consistente com a Equação Universal de perdas de carga de Darcy-Weisbach e com inúmeras fórmulas de perda de carga da hidráulica clássica, nas quais entra em jogo a proporcionalidade do fluxo ao quadrado da velocidade através do termo  $(v^2/2g)$ . Rorabaugh (1953), no entanto, propõe para as perdas turbulentas em poços, o modelo mais geral  $\Delta h = CQ^n$ , no qual o expoente da vazão pode ser diferente de 2. Cita vários exemplos e chega a sugerir como típicos, valores de  $n$  mais próximos de 2,5. Assim sendo, o termo  $CQ^n$  foi incorporado à equação do rebaixamento total em um poço e deu origem à equação (6.7.3), conhecida como **Equação de Rorabaugh**. A validade do método de Rorabaugh (1953) tem sido corroborada por vários autores (por exemplo, Lennox, 1966; Norris, 1976), que também obtiveram valores de  $n$  maiores do que 2 em poços completados em aquíferos sedimentares e, também, em poços perfurados em aquíferos nos quais uma parte da vazão do poço foi considerada oriunda de fraturas.

Atkinson *et al.* (1994) aplicaram a equação (6.7.3) para o fluxo em meio fraturado e admitem ter comprovado a validade da mesma ao obter respostas similares às observadas no campo, em testes de bombeamento com 3 etapas, e em laboratório, com modelo de uma única fratura, concluindo que o valor de  $n$  oscila tipicamente entre 2 e 3. Na verdade, o que fizeram esses autores foi um ajuste, a dados experimentais de campo e de laboratório, de expressões polinomiais na forma da equação (6.7.3), usando um programa de regressão não linear denominado FASTEP (Labadie & Helweg, 1975), que, em essência, é uma versão computadorizada do método de Rorabaugh (1953).

Na região Nordeste do Brasil, aplicações da equação de Rorabaugh a testes de produção em três etapas, tanto em poços construídos em meios fraturados heterogêneos quanto em poços construídos

em meios porosos homogêneos, suscitam, do ponto de vista prático, a necessidade de uma nova interpretação na avaliação de perdas de carga turbulentas.

É sabido que as vazões de testes de bombeamento em geral, nunca são rigorosamente constantes, estando sujeitas a oscilações por fatores diversos. Além disso, admite-se que a precisão das medidas nos diversos tipos de medidores de vazão (capítulo 6.3), mesmo nas melhores condições de execução, não passa de 95%. Isto, a julgar pelos resultados obtidos pela Universidade Purdue, que, após exaustivas calibrações de escoadores de orifício circular, obteve uma precisão de 98% nas medições (Driscoll, 1986).

Em condições normais de campo, portanto, onde nem sempre se conduzem as medições de vazão com o necessário rigor, a possibilidade de erros de até 10% não pode ser descartada. Daí porque é muito comum constatar que os dados de campo são inconsistentes, por não atenderem à condição:

$$S_{p1}/Q_1 < S_{p2}/Q_2 < S_{p3}/Q_3$$

Assim sendo, sem uma manipulação dos dados, em muitas situações pode ser absolutamente inviável proceder a uma análise consistente de perdas de carga turbulentas com a equação de Rorabaugh.

Veja-se, por exemplo, a tabela 6.7.1, onde se analisa um teste realizado em meio fraturado: a primeira solução da equação (6.7.3), embora obtida a partir de dados de campo consistentes, apresentou um valor anômalo de  $n = 200,11$ . Perdas de cargas proporcionais a uma potência da vazão dessa magnitude, mesmo podendo ser matematicamente justificadas na teoria, certamente não o são na prática. Daí porque esse resultado, julgado inconsistente, motivou uma manipulação dos valores observados em campo. Como a vazão é o parâmetro mais diretamente afetado pelo valor do expoente  $n$ , procurou-se avaliar outras soluções da equação (6.7.3) para valores ligeiramente modificados da vazão da última etapa do teste (por ser a maior), mantendo-se inalterados os demais dados.

Alterando-se em 2,8% o valor da vazão, por exemplo, de 3,59 m<sup>3</sup>/h, medida na última etapa, para 3,69 m<sup>3</sup>/h, obtém-se uma segunda solução com valor de  $n = 2,40$ . Prosseguindo com outras tentativas, chega-se a um valor de  $n = 2$  para uma vazão de 3,972 m<sup>3</sup>/h. Note-se que o valor da vazão da última etapa foi ajustado em +5,6% (valor dentro da margem de erro dos equipamentos de medição), para obter perdas de carga turbulentas proporcionais ao quadrado da vazão.

Um segundo exemplo de teste de produção de três etapas é apresentado para um poço perfurado em meio poroso homogêneo, no aquífero livre das dunas de Fortaleza, no Parque do Cocó. Os resultados (tabela 6.7.2) mostram que com um pequeno diferencial, cada novo valor da vazão da última etapa produz uma nova solução.

Solução	t (horas)	Q m <sup>3</sup> /h	s <sub>p</sub> (m)	B	C	n	M	K	s/Q	s <sub>p</sub> calc	%Erro
1	4,00	1,65	3,74	2,2955	2,1E-111	200,11	7,27	64,52	2,267	3,79	-1,3E+00
	4,00	1,67	3,93						2,353	3,83	2,5E+00
	4,00	3,59	10,71						2,983	10,81	-9,7E-01
2	4,00	1,65	3,74	1,9636	0,149993	2,40	33,90	19,37	2,267	3,74	1,72E-06
	4,00	1,72	3,93						2,285	3,93	-3,4E-06
	4,00	3,69	10,71						2,902	10,71	1,34E-06
3	4,00	1,65	3,74	1,8412	0,256724	2,01	29,70	20,01	2,267	3,74	1,9E-06
	4,00	1,72	3,93						2,285	3,93	-3,7E-06
	4,00	3,79	10,71						2,826	10,71	1,5E-06
4	4,00	1,65	3,74	1,8377	0,259843	2,00	29,61	20,03	2,267	3,74	1,2E-06
	4,00	1,72	3,93						2,285	3,93	-2,3E-06
	4,00	3,792	10,71						2,824	10,71	9,3E-07

**Tabela 6.7.1** - Soluções da equação de Rorabaugh em teste de produção de três etapas realizado em um poço perfurado no Granito Meruoca na localidade de Jordão, Ceará. Ajustando-se em +5,6% o valor da vazão da última etapa, obtém-se uma solução com perdas proporcionais ao quadrado da vazão, com erro da ordem 10<sup>-6</sup>%.

Solução	t (horas)	Q m <sup>3</sup> /h	sp (m)	B	C	n	M	K	s/Q	sp calc	%Erro
1	6,00	4,320	1,72	0,3394	0,000236	4,77	2,03	2,13	0,398	1,72	6,4E-07
	6,00	5,004	2,21						0,442	2,21	-1,2E-06
	6,00	5,904	3,13						0,530	3,13	4,8E-07
2	6,00	4,320	1,72	0,2958	0,003013	3,41	1,84	2,23	0,398	1,72	1,0E-06
	6,00	5,004	2,21						0,442	2,21	-1,9E-06
	6,00	6,000	3,13						0,522	3,13	7,9E-07
3	6,00	4,320	1,72	0,411	1,39E-14	17,41	1,60	2,37	0,398	1,78	-3,3E+00
	6,00	5,004	2,21						0,442	2,08	6,0E+00
	6,00	6,120	3,13						0,511	3,21	-2,6E+00
4	6,00	4,320	1,72	0,1606	0,044548	2,14	1,64	2,35	0,398	1,72	2,9E-07
	6,00	5,004	2,21						0,442	2,21	-5,3E-07
	6,00	6,100	3,13						0,513	3,13	2,3E-07
5	6,00	4,320	1,72	0,1303	0,059888	2,02	1,62	2,36	0,398	1,72	7,7E-07
	6,00	5,004	2,21						0,442	2,21	-1,4E-06
	6,00	6,110	3,13						0,512	3,13	6,0E-07
6	6,00	4,320	1,72	0,1269	0,061722	2,01	1,62	2,36	0,398	1,72	2,2E-08
	6,00	5,004	2,21						0,442	2,21	-3,9E-08
	6,00	6,111	3,13						0,512	3,13	1,7E-08
7	6,00	4,320	1,72	0,1262	0,062096	2,009	1,62	2,36	0,398	1,72	3,9E-07
	6,00	5,004	2,21						0,442	2,21	-7,1E-07
	6,00	6,112	3,13						0,512	3,13	3,1E-07
8	6,00	4,320	1,72	0,1237	0,063427	2,001	1,62	2,36	0,398	1,72	8,6E-07
	6,00	5,004	2,21						0,442	2,21	-1,5E-06
	6,00	6,119	3,13						0,512	3,13	6,7E-07

**Tabela 6.7.2** - Soluções da equação de Rorabaugh em teste de três etapas realizado em poço de aquífero livre, homogêneo, nas dunas do Parque do Cocó – Fortaleza-CE. Ajustando-se em apenas +3,5% o valor da vazão da última etapa de teste, obtém-se soluções nas quais as perdas turbulentas são proporcionais ao quadrado da vazão, com erro máximo da ordem de 10<sup>-6</sup>%.

A partir do que se vê nas tabelas 6.7.1 e 6.7.2, pode-se dizer que, dentro da margem de erro da vazão medida, a equação (6.7.3), que é transcendente, possui um número infinito de soluções e não apenas valores oscilantes “tipicamente entre 2 e 3”. Assim, para um mesmo teste de produção em três etapas (com margem de 5% de erro no valor da vazão medida na última etapa), existe uma combinação infinita de valores dos parâmetros B, C e n que satisfazem às condições do teste.

Todavia, o termo de perda de carga linear **BQ**, na equação de Rorabaugh, depende das propriedades hidráulicas do aquífero. Essas propriedades são únicas e típicas do aquífero no local ( $x_p, y_p$ ) do poço testado. Adotando, por exemplo, como modelo de referência do fluxo para o poço, a função  $W(u)$ , de Theis (1935), verifica-

se que o valor  $B = W(u) / 4\pi T$ , caracteriza um resultado constante e bem definido do coeficiente de perda linear do aquífero, para um tempo  $t$  em um local  $r_i(x_p, y_p)$ . Logo, das infinitas soluções da equação de Rorabaugh, somente deve existir uma solução compatível com as propriedades do aquífero e do poço. A conclusão da presente análise, realizada usando o algoritmo computacional do anexo 6.7.2, é que essa solução viável vem a ser exatamente aquela que corresponde ao modelo de perdas turbulentas proporcionais ao quadrado da vazão, conforme já estabelecido na hidráulica clássica. Ou seja, através da generalização proposta pela equação de Rorabaugh, demonstra-se experimentalmente (tabela 6.7.1, para meio fraturado, e tabela 6.7.2, para meio poroso) a perfeita validade do modelo de Jacob (1947).

### 6.7.3 Avaliação de Vazões de Exploração de Poços Tubulares em Meios Homogêneos

#### Método de Decaimento da Capacidade Específica - Teste de Produção em Etapa Única / Regime Transiente

O método de decaimento da capacidade específica consiste em se ajustar aos pontos da curva vazão específica ( $Q_{esp}$ ) versus tempo (t) uma função matemática. Em meios homogêneos, este procedimento permite estimar vazões específicas para qualquer alcance desejado.

Para exemplificar, vamos considerar um teste de produção realizado, numa única etapa de bombeamento, no poço APp-VII, que capta o aquífero Cabeças, no vale do Gurguéia – PI. Deseja-se determinar a vazão de exploração para um alcance de 5 anos, considerando o bombeamento contínuo e um rebaixamento máximo disponível de 25 metros.

Inicialmente, foi construído o gráfico  $Q_{esp}$  versus t e feitos ajustes de funções matemáticas, como ilustrado na figura 6.7.6. Conforme pode ser visto, o melhor ajuste obtido foi com a uma função do tipo exponencial, onde a capacidade específica (para este caso e para o tempo t em minutos) será dada por:

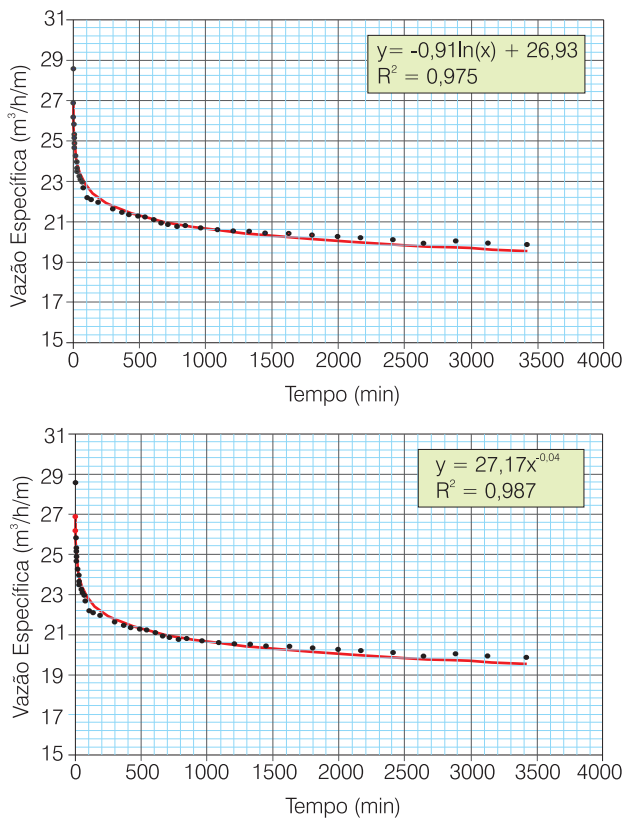


Figura 6.7.6 - Ajustes de funções matemáticas aos pontos plotados referentes aos pares capacidade específica versus tempo: (a) ajuste exponencial; (b) ajuste logarítmico.

$$\frac{Q}{s(t)} = 27,17 t^{-0,04}$$

Assim, para se calcular a capacidade específica do poço para qualquer alcance  $\Delta t$ , utiliza-se esta expressão. Por exemplo, a capacidade específica para  $\Delta t = 5$  anos (26.280.000 minutos) de bombeamento contínuo será dada por:

$$\frac{Q}{S_{(5\text{anos})}} = 27,17 (2628000^{-0,04}) = 15,042 \text{ m}^3 / \text{h} / \text{m}$$

Ao final do teste de bombeamento, a capacidade específica medida para 57 horas de bombeamento foi de 19,85 m³/h/m. Ressalta-se, portanto, que no regime transiente, embora o ritmo da evolução dos rebaixamentos diminua, ficando, muitas vezes, imperceptível para curtos intervalos de tempo, os rebaixamentos evoluem continuamente no tempo.

A determinação da vazão de exploração ( $Q_e$ ) é feita através da seguinte expressão:

$$Q_e(\Delta t) = Q_{esp}(\Delta t) \cdot RD \tag{6.7.7}$$

sendo  $Q_e$  a vazão de exploração,  $Q_{esp}(\Delta t)$  a vazão específica para o alcance considerado [ $L^2T^{-1}$ ] e **RD** o rebaixamento disponível [L].

No caso exemplificado, como o **RD** previsto para o poço é igual a 25 metros, a vazão de exploração avaliada para 5 anos de bombeamento será dada por:

$$Q_e(\Delta t) = 15,042 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m} \cdot 25 \text{ m} = 376 \text{ m}^3/\text{h}$$

#### Método do Teste de Produção em Múltiplas Etapas – Regime Transiente

A determinação de vazões de exploração através desta metodologia é baseada na equação característica de funcionamento do poço (e, conseqüentemente, na sua curva característica), para o alcance desejado, e no rebaixamento máximo disponível. Expressando a equação característica (6.7.3) em termos do rebaixamento específico, obtém-se:

$$\frac{S}{Q} = B + CQ^{n-1} \tag{6.7.8}$$

Partindo da hipótese de que as perdas de carga não lineares na equação (6.7.8) são proporcionais ao quadrado da vazão, então  $n = 2$  e a equação (6.7.9) representa a reta de ordenada na origem **B** e coeficiente angular **C** (capítulo 6.6, figura 6.6.15).

$$\frac{S}{Q} = B + CQ \tag{6.7.9}$$

Para exemplificar o método, serão utilizadas as informações de um teste de produção realizado no Poço P-2-9, que capta os arenitos aquíferos da Formação Beberibe, em Paulista-PE. Foi realizado um teste de produção escalonado em 4 etapas, cujos dados são apresentados na tabela 6.7.3.

ETAPA 1 Q = 21,20 (m³/h)		ETAPA 2 Q = 31,75 (m³/h)		ETAPA 3 Q = 47,59 (m³/h)		ETAPA 4 Q = 63,29 (m³/h)	
t (min)	s (m)	t (min)	s (m)	t (min)	s (m)	t (min)	s (m)
4	8,54	62	13,38	122	20,83	183	29,72
6	8,81	64	14,09	124	21,87	184	31,08
8	8,88	66	14,30	126	22,32	186	31,53
10	9,00	68	14,46	128	22,57	188	31,77
15	9,21	70	14,53	130	22,67	190	31,97
20	9,30	75	14,69	135	23,17	195	32,41
29	9,57	80	14,84	140	23,32	200	32,75
30	9,64	85	14,97	145	23,54	205	32,85
40	9,82	90	15,08	150	23,65	210	33,20
50	9,97	100	15,28	160	24,05	220	33,41
60	10,05	120	15,45	170	24,23	230	33,90
				180	24,40	240	34,13

Tabela 6.7.3 - Dados do teste de produção escalonado do poço P-2-9-AL.

O primeiro passo foi utilizar os dados das quatro etapas de 1 hora de bombeamento, correspondentes aos tempos de 60, 120, 180 e 240 minutos, conforme mostrado na tabela 6.7.3, e com eles construir o gráfico de rebaixamento específico versus vazão (figura 6.7.7). O ajuste linear realizado apresenta excelente precisão, com coeficiente de determinação igual a 0,996 e erro médio quadrático de  $4,9.10^{-6}$ . Com base nos valores dos parâmetros **B** e **C**, calculados, e no valor atribuído para **n** ( $n = 2$ ), a equação característica de funcionamento do poço para 1 hora de bombeamento, com a vazão em m³/h, é a seguinte:

$$s_p = 0,4389Q + 0,001568Q^2 \quad (6.7.10)$$

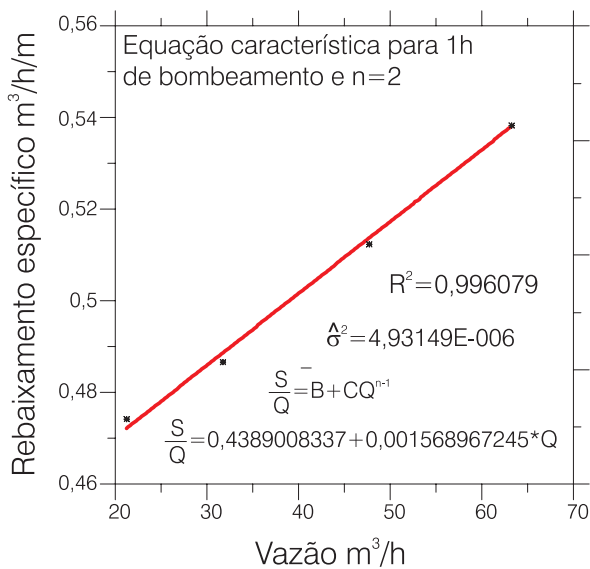


Figura 6.7.7 - Avaliação dos parâmetros da equação característica através de ajuste linear aos dados de rebaixamento específico do poço P-2-9-AL.

Com base na equação característica do poço para 1 hora de bombeamento (equação 6.7.10), foram feitos os seguintes procedimentos:

- i) determinação da equação e da curva característica do poço para um alcance de 15 anos;
- ii) determinação da vazão de exploração para um alcance de 15 anos, de modo que o rebaixamento disponível do poço, avaliado em 45 metros, não seja ultrapassado.

A equação (6.7.10) é válida, apenas, para 1 hora de bombeamento, portanto, foi preciso determinar a equação característica para o alcance solicitado (15 anos). Inicialmente, foi calculado o valor de **B** para 15 anos. Para isto, utilizando-se os dados da primeira etapa de bombeamento (tabela 6.7.3), foi construído o gráfico **s versus log t** (figura 6.7.8).

Como os dados de rebaixamento são do próprio poço bombeado, em geral, o valor de **u** é muito pequeno e a aproximação logarítmica de Jacob é válida. Portanto, é possível ajustar uma reta aos pontos plotados e prolongá-la até o tempo correspondente a 15 anos (figura 6.7.8). Tal procedimento permite avaliar o rebaixamento do nível potenciométrico devido às perdas lineares, supondo que o bombeamento da primeira etapa se prolonga por 15 anos nesse único poço e que o aquífero tem extensão lateral infinita. Claro que esta simplificação admite que as características do aquífero nas proximidades do poço bombeado, possam ser extrapoladas para todo o domínio, ou seja, considera-se o meio homogêneo e isotrópico.

De acordo com o gráfico da figura 6.7.8, o rebaixamento para 15 anos é 16,60 metros. Assim, utilizando-se a equação (6.7.6), supondo **C** (1 hora) constante, por questões de simplificação, obtém-se facilmente o valor de **B**, devendo-se ter o cuidado de observar as unidades:

t (anos)	s(t)	CQ²	BQ	B (s/m²)	B (h/m²)
$1,31.10^{-4}$	10,01	0,70	9,30	1580,04	0,4389
15	16,60	0,70	15,90	2699,20	0,7498

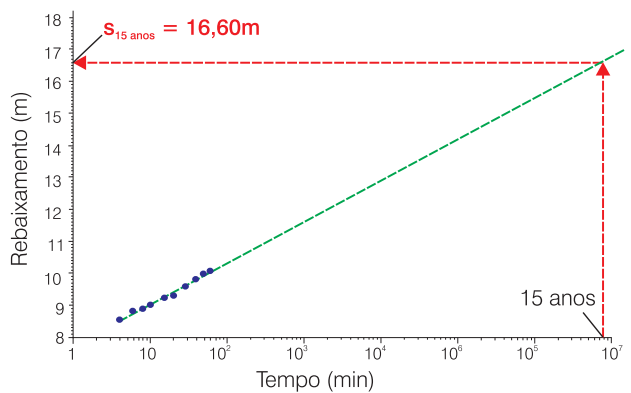


Figura 6.7.8 - Avaliação do rebaixamento após 15 anos de bombeamento.

Os valores dos parâmetros são:

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Valor	
			1 hora	15 anos
Coeficiente de perda laminar	B	h/m <sup>2</sup>	0,4389	0,7498
		s/m <sup>2</sup>	1580,04	2699,20
Coeficiente de perda turbulenta	C	h <sup>2</sup> /m <sup>5</sup>	0,001568	0,001568
		h <sup>2</sup> /m <sup>5</sup>	20321,28	20321,28
Expoente da vazão	n	adimensional	2	2

Reescrevendo a equação característica do poço para 15 anos, com vazão em m<sup>3</sup>/s:

$$s_p = 2699,2Q + 20321,28Q^2 \quad (6.7.11)$$

Aplicando-se as equações características do poço, obtidas para 1 hora e 15 anos, é possível se obter uma série de valores correspondentes de vazão (Q) e rebaixamento (s<sub>p</sub>), apresentados na tabela 6.7.4. Com esses valores foram construídas as curvas características do poço P-2-9, apresentadas na figura 6.7.9.

Com esse gráfico, agora é possível determinar a vazão do poço que não ultrapasse o rebaixamento disponível de 45 metros após 15 anos consecutivos de bombeamento, que, no caso, foi 55 m<sup>3</sup>/h, como mostrado na figura 6.7.9.

É importante lembrar que, em geral, as curvas características, são determinadas logo após a perfuração do poço, quando os tubos utilizados para revestimento, os filtros e demais materiais e equipamentos empregados são novos. Com o passar dos anos, irão ocorrer corrosões, incrustações e desgastes que, certamente, alterarão as características iniciais do poço, modificando as condições em que essas curvas foram determinadas.

15 anos - Equação (6.7.7)			1 hora - Equação (6.7.6)		
Q	s <sub>p</sub>		Q	s <sub>p</sub>	
(m <sup>3</sup> /h)	(m)		(m <sup>3</sup> /h)	(m)	
0	0,00			0,00	0,00
10	0,002778	7,79	10	0,002778	4,69
20	0,005556	15,65	20	0,005556	9,46
30	0,008333	23,67	21,2(*)	0,005889	10,04
40	0,011111	31,93	30	0,008333	14,38
50	0,013889	40,51	31,75(*)	0,008819	15,26
60	0,016667	49,50	40	0,011111	19,54
70	0,019444	59,00	47,59(*)	0,013219	23,67
80	0,022222	69,07	50	0,013889	25,03
			60	0,016667	30,93
			63,29(*)	0,017581	32,97
			70	0,019444	37,33
			80	0,022222	44,31

(\*) - Valores de vazão utilizados no teste de produção

Tabela 6.7.4 - Cálculo dos rebaixamentos para construção das curvas características.

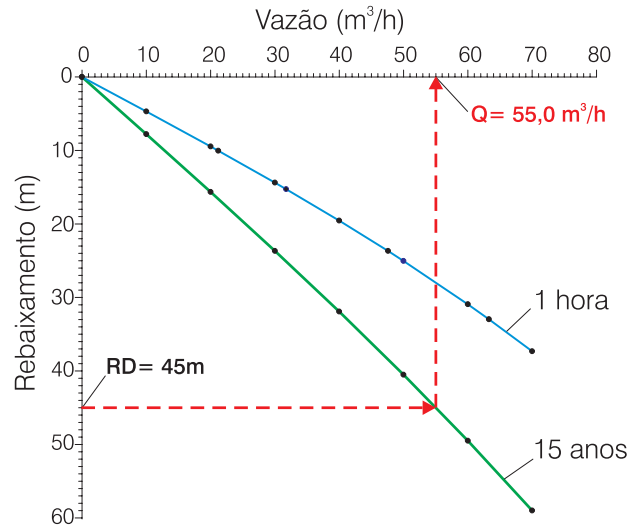


Figura 6.7.9 - Curvas características do poço P-2-9.

O poço utilizado no exemplo aqui discutido foi testado novamente 15 anos depois de sua perfuração, mostrando que houve uma perda de eficiência de cerca de 27%, ou seja, empregando-se a mesma vazão de 15 anos atrás, os rebaixamentos foram cerca de 27% maiores.

### Cálculo das Propriedades Hidráulicas do Aquífero com Testes de Múltiplas Etapas

#### Transmissividade

As propriedades hidráulicas do aquífero podem ser avaliadas conhecendo-se o valor do parâmetro **B(t)**, através de testes em múltiplas etapas.

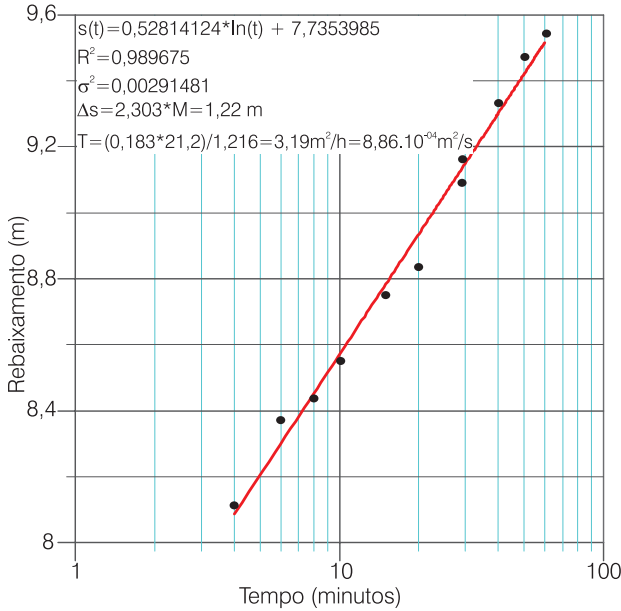
No caso aqui estudado, usando-se a equação (6.7.10), com a vazão em m<sup>3</sup>/s, obtêm-se B(1 h) = 1.580,04 s/m<sup>2</sup> e verifica-se, com os dados da primeira etapa do teste (Q = 21,2 m<sup>3</sup>/h), que as perdas turbulentas representam apenas 7 a 8% do rebaixamento total.

Considerando este fato e em favor da segurança, a transmissividade foi estimada considerando-se o valor do rebaixamento como sendo 95% do valor do rebaixamento observado (tabela 6.7.3), supostamente produzido apenas pelas perdas lineares. Os resultados, ilustrados na figura 6.7.10, indicaram uma transmissividade de 8,86.10<sup>-4</sup> m<sup>2</sup>/s.

Uma outra solução do mesmo problema, com a qual se obtém 95% de perdas lineares com a vazão de 21,2 m<sup>3</sup>/h da primeira etapa do teste, foi obtida através do algoritmo do anexo 6.1.2, a qual é a seguinte:

$$s_p = 0,448935Q + 0,001171Q^{2,003} \quad (6.7.12)$$

Na equação (6.7.12), com n = 2,003, já se obtém, para um tempo de 1 hora, um valor de B(t) = 1.616,17 s/m<sup>2</sup>. Portanto, a equação característica correta é a que aparece na figura 6.7.7, onde n = 2.



**Figura 6.7.10** - Cálculo da transmissividade do aquífero usando apenas os valores das perdas lineares estimadas com os dados da primeira etapa do teste, a partir da equação característica (6.7.10).

### Difusividade

Embora não seja usual a determinação da difusividade hidráulica ( $D = T/S$ ) a partir de dados do próprio poço bombeado, no presente exemplo isto foi possível graças ao conhecimento do valor do parâmetro  $B(t)$  e, sobretudo, ao fato de que somente foram usados dados de perdas lineares na avaliação da transmissividade do aquífero. Foi considerado, ainda, o poço como totalmente penetrante e com diâmetro de 6" (raio de 0,0381 m), ou seja, admite-se que as perdas lineares são apenas aquelas que ocorrem no aquífero, em função do fluxo radial da água para o poço. A difusividade pode ser calculada através da seguinte expressão:

$$D = \frac{r_p^2}{2,25t} e^{[4\pi TB(t)]} \quad (6.7.13)$$

No caso exemplificado, para o tempo de 1 hora:

$$D = \frac{(0,0381)^2}{2,25 \cdot 3600} e^{(4 \cdot \pi \cdot 8,86 \cdot 10^{-4} \cdot 1580,04)} = 7,83 \text{ m}^2 / \text{s}$$

Usando-se a aproximação logarítmica de Jacob, confirma-se que:

$$B(1h) = \frac{1}{4\pi T} \ln \left( \frac{2,25Dt}{r_p^2} \right) = \frac{1}{4 \cdot \pi \cdot 8,86 \cdot 10^{-4}} \ln \left( \frac{2,25 \cdot 7,83 \cdot 3600}{(0,0381)^2} \right)$$

$$B(1h) = 1.580,04 \text{ s/m}^2$$

### Coefficiente de Armazenamento

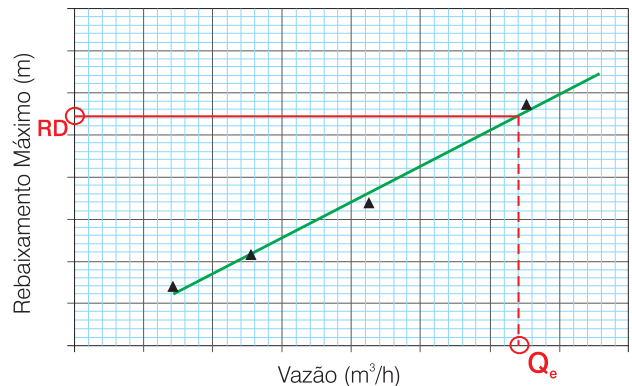
A determinação do coeficiente de armazenamento pode ser feita, com base nos valores de  $T$  e  $D$ , através da relação  $D = T/S$ . Assim, no caso presente:

$$S = \frac{T}{D} = \frac{8,86 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{s}}{7,83 \text{ m}^2 / \text{s}} = 1,13 \cdot 10^{-4} \quad (6.7.14)$$

Por fim, é importante ressaltar que o comportamento da evolução da superfície potenciométrica de um aquífero em exploração pode ser perfeitamente modelado, tendo-se conhecimento das curvas características dos poços e dos parâmetros hidráulicos do aquífero.

## Método do Teste de Produção em Múltiplas Etapas - Regime Estacionário

Quando o regime de fluxo da água subterrânea para o poço atinge o regime estacionário, em geral, o procedimento utilizado para a determinação das vazões de exploração consiste na realização de três etapas de bombeamento, com  $Q_1 < Q_2 < Q_3$ , até o alcance da estabilização do nível dinâmico em cada etapa de bombeamento. O gráfico construído com os pares de valores  $Q$  versus  $S_m$  (rebaixamento máximo, ou seja, rebaixamento do nível estabilizado) permite estabelecer uma vazão de exploração com base no  $RD$  avaliado para o poço, conforme ilustrado na figura 6.7.11.



**Figura 6.7.11** - Relação vazão ( $Q$ ) x rebaixamento máximo ( $s_m$ ) para o regime estacionário.

## 6.7.4 Avaliação de Baterias de Poços

### Fundamentos Básicos

Nos tópicos acima foram examinados métodos de avaliação da capacidade de produção de poços isolados em meios homogêneos ou meios porosos clássicos, nos quais podem ser aplicadas as equações analíticas de fluxo como, por exemplo, a equação de Theis, a equação de Hantush etc.

Quando temos, entretanto, dois, três ou mais poços próximos entre si e bombeando simultaneamente, não é mais possível tratá-los individualmente. O bombeamento de um dado poço causa rebaixamentos nos demais poços vizinhos e este, por sua vez, tem

seu nível rebaixado pelo bombeamento dos demais poços situados nas suas vizinhanças. Costuma-se dizer, na terminologia hidrogeológica, que cada poço causa interferências nos demais poços e, por sua vez, recebe as interferências devidas ao funcionamento dos demais poços. Assim, o conjunto de poços deve ser tratado como uma unidade que designa-se **bateria de poços**.

Bateria de poços, em um aquífero homogêneo, pode ser definida como um conjunto de poços no qual cada unidade causa interferências significativas nas demais unidades e sofre interferências significativas dessas mesmas unidades. Assim, um poço mais afastado não faz parte de uma bateria de poços se seu bombeamento não afetar os poços dessa bateria, embora ele próprio possa ser afetado pelo bombeamento da bateria. Vista por este ângulo, verifica-se que a operação de uma bateria de poços num dado aquífero pode provocar interferências muito grandes em poços distantes. De acordo com Feitosa *et al.* (1990), a bateria de poços do Projeto Piloto do DNOCS no Vale do Gurguéia, no Piauí, constituída de 15 poços captando o Aquífero Cabeças, provocou rebaixamentos de cerca de 0,65 metros a 34 quilômetros de distância. Em condições como essa, portanto, a avaliação da capacidade de produção de poços isolados não pode deixar de levar em conta o efeito da operação de baterias de poços existentes na região. Nas baterias de poços, o rebaixamento em cada poço é constituído de duas parcelas bem distintas:

- (a) rebaixamento causado pelo bombeamento do próprio poço; e
- (b) rebaixamento devido ao somatório das interferências dos demais poços.

Nas baterias constituídas de muitos poços, a segunda parcela pode ser muito maior que a primeira. Por exemplo, na bateria do Projeto Piloto do DNOCS, no Vale do Gurguéia, as interferências em cada poço podem chegar a duas vezes o rebaixamento devido ao seu próprio bombeamento (Feitosa, 1990).

Para uma bateria de 68 poços captando o Aquífero Açú, na região de Mossoró, no Rio Grande do Norte, as interferências chegam a 8 vezes o rebaixamento devido ao bombeamento do próprio poço (Feitosa, 1997).

É fácil verificar, pelos exemplos acima, que as interferências comprometem parte do rebaixamento máximo disponível dos poços, isto é, aquele rebaixamento máximo que se pode impor nos poços para se obter a vazão máxima possível. Em baterias constituídas de muitos poços, como no caso da região de Mossoró, acima citado, esse comprometimento pode ser muito severo, fazendo diminuir significativamente a vazão máxima possível de cada unidade. A figura 6.7.12 procura esclarecer o significado das interferências mútuas entre os poços e seus papéis na diminuição das vazões máximas possíveis de cada unidade.

A figura 6.7.12a mostra um poço  $P_1$  bombeando um aquífero confinado, com uma vazão qualquer  $Q$ , menor que sua vazão máxima possível  $Q_{max}$ . Esta última seria obtida se fosse imposto o rebaixamento máximo disponível  $RD_1$ , definido no item 6.7.2 deste capítulo.

Na parte (b) da figura 6.7.12, considera-se, agora, um segundo poço  $P_2$ , próximo ao primeiro e separado por uma distância  $r$ , sendo bombeado com uma vazão qualquer  $Q''$ . Nesta situação, verifica-se que existe interferência ( $s_1$ ) em cada poço, causada pelo bombeamento do outro. Como reflexo dessa interferência, o rebaixamento máximo disponível de  $P_1$ , em sua situação inicial  $RD_1$  (poço isolado), sofrerá uma redução passando a  $RD_2$ . Isso significa dizer que se fosse imposto o rebaixamento máximo disponível  $RD_2$ , seria obtida uma vazão máxima possível para o poço  $P_1$  ( $Q'_{max}$ ) inferior à sua vazão máxima possível ( $Q_{max}$ ) quando ele estava isolado. Este mesmo raciocínio pode ser aplicado ao poço  $P_2$ . Portanto, em última análise, se o poço  $P_1$  produz uma vazão máxima  $Q_{max}$  quando isolado, os dois poços juntos (parte b da figura) produziram uma descarga conjunta menor que  $2Q_{max}$ .

Verifica-se facilmente, por extensão, que com o aumento do número de poços, a descarga global da bateria aumenta, mas a vazão individual de cada poço diminui. Aumentando-se excessivamente o número de poços da bateria, a taxa de crescimento da descarga global tende a se atenuar. Esse comportamento é mais acentuado ou menos acentuado, na dependência de um número de variáveis, tais como o espaçamento entre os poços, o tipo de aquífero, os parâmetros  $T$  e  $S$  desse aquífero, as vazões dos poços e o regime de bombeamento. Mas como regra geral, a partir de

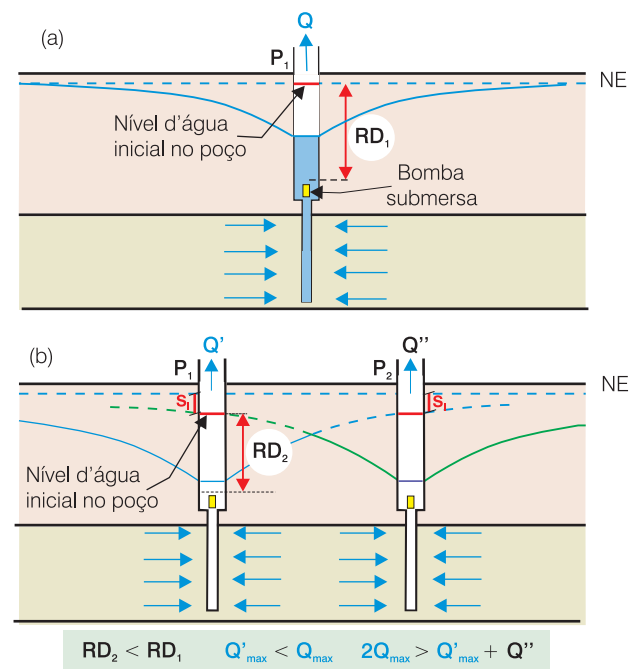


Figura 6.7.12 - Interferências entre poços.



certo número de poços, a descarga da bateria não mais cresce e tende, mesmo, a diminuir. Chega-se, assim, ao seguinte contra-senso: perfurar mais poços para obter menos água. Um exemplo de uma situação desse tipo será mostrado adiante.

Programar baterias de poços e avaliar a capacidade de produção de baterias existentes são tarefas freqüentemente demandadas ao hidrogeólogo. A íntima interdependência dos poços agrupados em bateria e o significativo volume de cálculos necessários conferem a essa atividade uma razoável complexidade, senão em termos de teoria, mas, ao menos, em termos de minuciosidade e tempo requerido. O desenvolvimento de modelos analíticos de simulação de baterias de poços, como ferramentas de trabalho, deu-se, portanto, naturalmente, na esteira do surgimento das calculadoras programáveis, na década de 80. Na década de 90, a difusão dos microcomputadores tornou possível a ampliação e o refinamento desses modelos.

Nos tópicos seguintes serão apresentados e discutidos dois modelos de avaliação da capacidade de produção de baterias de poços.

## Modelo Simplex

O chamado método ou modelo **Simplex** é um algoritmo de programação linear (Dantzig, 1963), usado em hidrogeologia, especialmente na solução de problemas de gestão de aquíferos, através de modelos de otimização, cuja formulação é caracterizada por:

- uma **função objetivo**, que define a quantidade a ser maximizada ou minimizada e a sua **dependência funcional** das **variáveis de decisão**; e
- **restrições** das variáveis de decisão através das quais se procura um ótimo.

Um exemplo clássico em hidrogeologia é o da determinação da vazão máxima explotável de uma bateria de **N** poços, com vazões  $Q_i$ , em um aquífero de espessura  $h_0$ , para um rebaixamento, digamos, de  $1/3$  da espessura saturada após um período de 50 anos. As restrições exigem que em **M** pontos  $(x_k, y_k)$  do aquífero, as cargas hidráulicas não sejam inferiores a  $(2/3)h_0$ . Neste caso, trata-se de um problema em regime transiente, mas que também pode ser estudado em regime estacionário.

A identificação desse problema exemplo com o modelo de otimização acima formulado é feita mediante as seguintes correspondências:

- a vazão explotável é a função objetivo, a ser maximizada;
- o modelo do aquífero (que pode ser analítico ou numérico) caracteriza a dependência funcional das variáveis de decisão na função objetivo;
- as vazões  $Q_i$ , dos **N** poços são as variáveis de decisão;

- os rebaixamentos máximos permissíveis ( $S_k \leq h_0/3$ ) e a não negatividade das vazões, ou seja:

$$(Q_i \geq 0 \quad \forall i = 1, 2, \dots, N)$$

são as **restrições** impostas em cada poço **k**, situado no ponto  $(x_k, y_k)$ , do domínio em estudo.

Em termos matemáticos, a formulação do problema de otimização considerado, se faz da seguinte maneira: Função objetivo:

$$\text{Max } z = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n \quad (6.7.15)$$

Sujeito a

$$\begin{cases} s_k(Q_1, Q_2, \dots, Q_n) \leq \frac{1}{3}h_{0k} \\ Q_i \geq 0 \quad \forall (i = 1, 2, \dots, N) \end{cases} \quad (6.7.16)$$

Essa é a forma padrão usada em programação linear para a solução do problema de otimização através do Algoritmo Simplex. Esse algoritmo está disponível no programa Microsoft Excel, através da ferramenta de análise denominada SOLVER, que permite solucionar matrizes com até 200 variáveis. Ou seja, é capaz de permitir a solução de problemas de hidrogeologia envolvendo até 200 poços de bombeamento. Nos *sites* de programação linear da *web*, encontram-se programas comerciais para a solução de problemas com maior número de variáveis.

A dependência funcional entre as vazões dos poços e os rebaixamentos é dada pelo modelo do aquífero através da chamada **matriz de influência** ou **função tecnológica**  $B_{ik}$  assim definida, para um aquífero confinado, homogêneo e isotrópico.

**Regime permanente** - usando o modelo de Thiem, a matriz de influência é dada por:

$$B_{ik} = \frac{1}{2\pi T} \ln \left( \frac{r_0}{r_{ik}} \right), \quad r_{ik} \leq r_0 \quad (6.7.17)$$

sendo  $r_0$  o raio de influência de cada poço e  $r_{ik}$  a matriz de distâncias entre os poços.

Nesse caso, o rebaixamento total em cada ponto  $(x_k, y_k)$  é dado por:

$$s_k(Q_1, \dots, Q_N) = \sum_{i=1}^N \left( \frac{Q_i}{4\pi T} \right) \ln \left( \frac{r_0}{r_{ik}} \right) = \sum_{i=1}^N B_{ik} Q_i \quad (6.7.18)$$

O problema de otimização, se escreve:

Função objetivo

$$\text{Max } z = \sum_{i=1}^N Q_i \quad \text{Sujeito a } \begin{cases} \sum_{i=1}^N B_{ik} Q_i \leq s_{k,\text{max}} \\ Q_i \geq 0 \end{cases}$$

**Regime Transiente** - no modelo de Theis, a matriz de influência, considerando **L** intervalos de tempo (contados de  $m = 1, 2, \dots, L$ ), de  $\Delta t$  anos, cobrindo um período  $t = L\Delta t$  (por exemplo, 5 intervalos de 10 anos, ou seja, um período  $t = 50$  anos) é dada por:

$$B_{ik}^{L-m} = \frac{1}{4\pi T} \left[ W\left(\frac{r_{ik}^2 S}{4T(L-m+1)\Delta t}\right) - W\left(\frac{r_{ik}^2}{4T(L-m)\Delta t}\right) \right] \quad (6.7.19)$$

Os rebaixamentos nos pontos  $(x_k, y_k)$ , são dados pela expressão:

$$s_k(t) = \sum_{m=1}^L \sum_{i=1}^N Q_i^m B_{ki}^{L-m} \quad (6.7.20)$$

### Simulação dos Rebaixamentos e Otimização das Vazões

A utilização do modelo Simplex em problemas de simulação de rebaixamentos e otimização de vazões será abordada através de dois estudos de caso considerando: (1) regime estacionário e (2) regime transiente.

#### (1) Regime Estacionário

Um problema de construção civil requer um rebaixamento de 7 m do nível freático em um aquífero livre com 100 m de espessura, condutividade hidráulica de  $4.10^{-4}$  m/s, e nível estático de 2 m. Adotou-se um dispositivo de 30 poços de 25 m de profundidade, revestidos em 6", com 18 m de filtros de PVC geomecânico (10% de área aberta). O sítio estudado se encontra a uma distância de 300 m da linha costeira.

Depois de calculada a matriz de distância entre os poços usando as coordenadas dos poços fornecidas na tabela 6.7.5, a matriz de influência  $B_{ik}$  foi calculada com a equação 6.7.19, para um raio de influência de 300 m, onde se encontra a fronteira de recarga que limita o freático lateralmente.

Finalmente, usando o modelo de Thiem (1906), com a devida correção de penetração parcial, as vazões mínimas  $Q_i$  necessárias para obter o rebaixamento  $S_k$  desejado em cada poço, foram avaliadas solucionando a equação  $S_k = B_{ik}Q_i$  através da ferramenta Solver do Microsoft Excel. Os resultados são apresentados na tabela 6.7.5, para duas diferentes condições:

**Simulação 1** - rebaixamentos variáveis de 4,75 m, nos poços extremos a, 7 m, nos poços centrais. A vazão mínima a ser bombeada dos 30 poços é de 1.732 m<sup>3</sup>/h, variando de 28 a 106 m<sup>3</sup>/h nos diferentes poços e com um valor médio de 58 m<sup>3</sup>/h por poço.

**Simulação 2** - rebaixamento geral de 7 metros em todos os poços. A vazão mínima a ser bombeada dos 30 poços é de 2.038 m<sup>3</sup>/h, variando de 51,8 a 106,7 m<sup>3</sup>/h nos diferentes poços, e com uma vazão média de 85 m<sup>3</sup>/h por poço.

#### (2) Regime Transiente

Em um aquífero livre com espessura média saturada de  $h_0 = 50$  m, o rebaixamento disponível  $(s = h_0 - h_p)$ , correspondente a 1/3 da espessura saturada, é igual a 16,67 m. Em média, admite-se nesse aquífero a possibilidade de perfurar poços com 100 m de profundidade, em diâmetro de 12", com revestimento e filtros em 6". Como parâmetros hidráulicos médios

Poços	Coordenadas		Simulação 1		Simulação 2	
	x	y	s (m)	Q (m <sup>3</sup> /h)	s (m)	Q (m <sup>3</sup> /h)
P - 01	6	18.5	4,75	47	7,00	105,4
P - 02	6	1.5	4,75	47	7,00	105,4
P - 03	12	18.5	5,00	28	7,00	61,9
P - 04	12	1.5	5,00	28	7,00	61,9
P - 05	18	18.5	5,50	47	7,00	62,4
P - 06	18	1.5	5,50	47	7,00	62,4
P - 07	24	18.5	5,75	45	7,00	59,2
P - 08	24	1.5	5,75	45	7,00	59,2
P - 09	30	18.5	6,00	44	7,00	56,9
P - 10	30	1.5	6,00	44	7,00	56,9
P - 11	36	18.5	6,50	68	7,00	55,6
P - 12	36	1.5	6,50	68	7,00	55,6
P - 13	42	18.5	6,50	44	7,00	51,8
P - 14	42	1.5	6,50	44	7,00	51,8
P - 15	48	18.5	7,00	106	7,00	78,2
P - 16	48	1.5	7,00	106	7,00	78,2
P - 23	72	19.5	7,00	98	7,00	80,3
P - 24	72	0.5	7,00	98	7,00	80,3
P - 25	78	19.5	7,00	75	7,00	54,0
P - 26	78	0.5	7,00	75	7,00	54,0
P - 27	84	19.5	6,50	50	7,00	58,5
P - 28	84	0.5	6,50	50	7,00	58,5
P - 29	90	19.5	6,50	71	7,00	61,0
P - 30	90	0.5	6,50	71	7,00	61,0
P - 31	96	19.5	6,00	52	7,00	63,7
P - 32	96	0.5	6,00	52	7,00	63,7
P - 33	102	19.5	5,50	43	7,00	63,0
P - 34	102	0.5	5,50	43	7,00	63,0
P - 35	108	19.5	5,00	47	7,00	106,7
P - 36	108	0.5	5,00	47	7,00	106,7
Vazão			(m <sup>3</sup> /h)	1.732		2.038
			(L/s)	481		566
			(m <sup>3</sup> /d)	41.559		48.900

Tabela 6.7.5 - Vazões ótimas de bombeamento para o problema de otimização do regime permanente.

tem-se uma condutividade hidráulica  $K = 2,5.10^{-05}$  m/s e uma porosidade efetiva  $\eta_e = 0,08$ . A correção de Jacob de aquífero livre para confinado deve ser feita para permitir a utilização do modelo de Theis:

$$s = (h_0 - h_p) - \frac{(h_0 - h_p)^2}{2h_0}$$

Desse modo, é possível verificar que em um poço isolado, com vazão de 9 L/s, a perda da formação, após 50 anos, é de 10,22 m. Se forem instalados 24 m de filtros, a perda devida à penetração parcial  $\Delta S_0$  é igual a 5,47 m e as perdas de entrada nos filtros  $\Delta_2 = 0,79$  m. Tem-se, assim, um rebaixamento total de 16,48 m.

Restringindo-se, portanto, os rebaixamentos a 1/3 da espessura saturada, qual seria a vazão explotável durante um período de 50 anos, através de 49 poços distribuídos, com distância regular de 750 m, numa área de 20,25 km<sup>2</sup> (4,5 km de lado)? A resposta é uma descarga total de 105,5 L/s, variando em cada poço, de um mínimo de 0,6 L/s, a um máximo de 4,8 L/s, como mostrado na tabela 6.7.6.

Poço	Vazão Ótima		s <sub>max</sub> (m)	Poço	Vazão Ótima		s <sub>max</sub> (m)
	Hm <sup>3</sup> /ano	L/s			Hm <sup>3</sup> /ano	L/s	
1	0.151	4.8	16.67	26	0.020	0.6	16.67
2	0.104	3.3	16.67	27	0.035	1.1	16.67
3	0.087	2.8	16.67	28	0.082	2.6	16.67
4	0.082	2.6	16.67	29	0.087	2.8	16.67
5	0.087	2.8	16.67	30	0.039	1.2	16.67
6	0.104	3.3	16.67	31	0.024	0.8	16.67
7	0.151	4.8	16.67	32	0.020	0.6	16.67
8	0.104	3.3	16.67	33	0.024	0.8	16.67
9	0.055	1.7	16.67	34	0.039	1.2	16.67
10	0.039	1.2	16.67	35	0.087	2.8	16.67
11	0.035	1.1	16.67	36	0.104	3.3	16.67
12	0.039	1.2	16.67	37	0.055	1.7	16.67
13	0.055	1.7	16.67	38	0.039	1.2	16.67
14	0.104	3.3	16.67	39	0.035	1.1	16.67
15	0.087	2.8	16.67	40	0.039	1.2	16.67
16	0.039	1.2	16.67	41	0.055	1.7	16.67
17	0.024	0.8	16.67	42	0.104	3.3	16.67
18	0.020	0.6	16.67	43	0.151	4.8	16.67
19	0.024	0.8	16.67	44	0.104	3.3	16.67
20	0.039	1.2	16.67	45	0.087	2.8	16.67
21	0.087	2.8	16.67	46	0.082	2.6	16.67
22	0.082	2.6	16.67	47	0.087	2.8	16.67
23	0.035	1.1	16.67	48	0.104	3.3	16.67
24	0.020	0.6	16.67	49	0.151	4.8	16.67
25	0.017	0.5	16.67				
<b>Sub-total</b>	<b>1.671</b>	<b>53.0</b>		<b>Sub-total</b>	<b>1.654</b>	<b>52.5</b>	
<b>TOTAL</b>							
<b>3,32 Hm<sup>3</sup>/ano</b>				<b>105,5 L/s</b>			

Tabela 6.7.6 - Vazões ótimas de bombeamento para o problema de otimização do regime transitório.

### Modelo Planat-Labhid

O modelo aqui denominado Planat-Labhid é um modelo analítico de simulação de baterias de poços desenvolvido por hidrogeólogos, inicialmente da Planat - Consultoria em Recursos Naturais (período de 1975 a 1985) e, posteriormente, do Labhid/UFPE - Laboratório de Hidrogeologia da Universidade Federal e Pernambuco (a partir de 1986), instados por suas necessidades profissionais e dada a inexistência dessa ferramenta no mercado especializado formal. Seus primeiros esboços foram delineados em 1982 e 1983 e sua feição atual foi atingida em 1998.

É forçoso esclarecer que não se trata de um modelo profissional, no sentido de que tenha sido ou possa ser, tal como se encontra, formalmente comercializado. É escrito na linguagem *Turbo Basic* da *Borland International*, ainda em ambiente DOS. Assim, o mérito da sua discussão no presente capítulo prende-se muito mais ao seu algoritmo, isto é, à sua concepção, estrutura e modo de operação, que à divulgação do modelo em si. Pretende-se, em realidade, submeter seu algoritmo à apreciação dos interessados, como contribuição ao refinamento posterior dessa importante ferramenta.

Na figura 6.7.13, é mostrado o fluxograma do modelo Planat-Labhid, isto é, a representação gráfica do seu algoritmo. As principais passagens deste fluxograma serão comentadas a seguir.

**Entrada de Dados** - os dados entram a partir do teclado ou a partir de um arquivo de dados. No caso de uma nova bateria, os dados entram, geralmente, a partir do teclado e o programa gera um arquivo de dados que pode ser lido em entradas posteriores. Os dados dos poços são armazenados sob a forma de vetores (variáveis indexadas). Tem-se, assim, os vetores das vazões iniciais, dos rebaixamentos disponíveis, das penetrações parciais e das características construtivas. Essas últimas incluem os raios dos poços, as extensões e os diâmetros dos filtros e as extensões e os diâmetros dos revestimentos. As coordenadas UTM dos poços são também introduzidas.

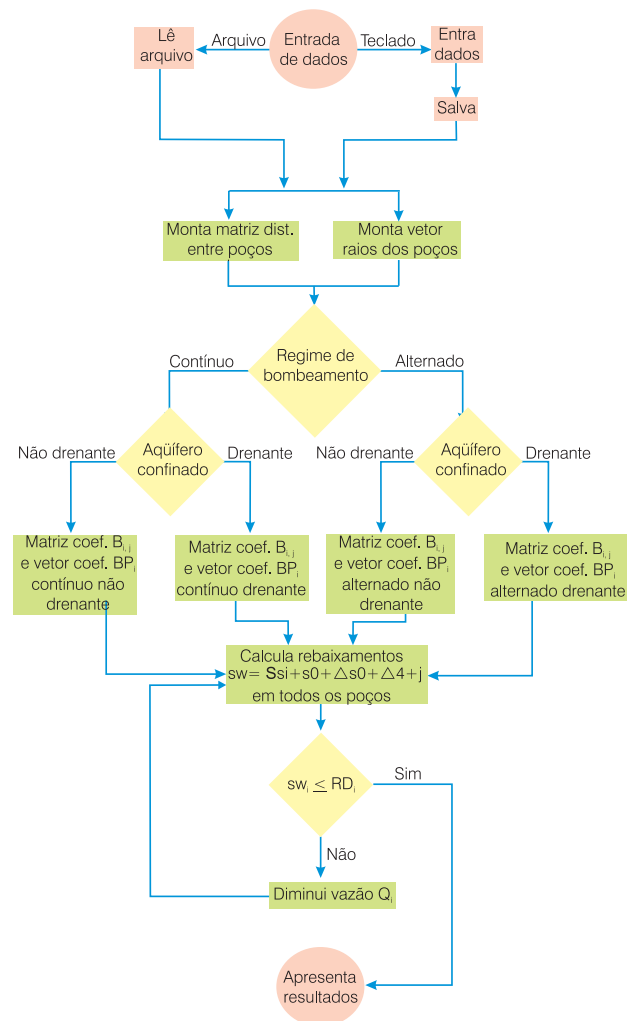


Figura 6.7.13 - Fluxograma do modelo Planat-Labhid.

**Alteração de Dados** - os dados, salvos em arquivo, podem ser alterados a qualquer momento e novamente salvos, ao longo da utilização do programa. O programa admite, também, o intercâmbio de poços, bem como a eliminação de poços da bateria.

**Montagem da Matriz de Distâncias** - o programa monta, a partir das coordenadas, uma matriz de distâncias entre os poços. Nessa matriz, cuja concepção é ilustrada na figura 6.7.14,  $r(i,j)$  é a distância do poço  $i$  ao poço  $j$ . É evidente que, pela própria natureza do problema,  $r(i,j) = r(j,i)$ . Assim, o programa calcula apenas as distâncias  $r(i,j)$  da parte inferior da diagonal, sendo a parte superior preenchida instantaneamente por simetria. A diagonal da matriz, onde ficariam os raios dos poços (distância do poço para ele próprio), não é utilizada. Os raios dos poços são armazenados num vetor, em separado, por conveniências computacionais, para o cálculo dos rebaixamentos  $s_o(i)$ , que são os rebaixamentos em cada poço, causados pelos seus próprios bombeamentos.

**Regime de Bombeamento e Tipo de Aquífero** - o programa oferece opções quanto ao regime de bombeamento: contínuo ou alternado. Para bombeamento alternado, o usuário pode indicar o número de horas diárias de bombeamento para cada mês. Em cada uma das opções, bombeamento contínuo ou alternado, o modelo permite a abordagem de aquíferos confinados drenantes e não drenantes em regime transitório. As opções para regime permanente e para aquífero livre não estão ainda disponíveis.

**Montagem da Matriz de Coeficientes  $B(i,j)$**  - considere-se, como exemplo, o estudo de uma bateria de poços em aquífero confinado não drenante, em regime de bombeamento contínuo. O rebaixamento  $s_i(i,j)$  ou, mais precisamente, a interferência causada pelo poço  $i$  no poço  $j$ , é dada pela equação de Theis, mostrada a seguir.

$$s_i(i,j) = \frac{Q(i)}{4\pi T} W(u(i,j)) \quad \text{sendo} \quad u(i,j) = \frac{r(i,j)^2 S}{4Tt(i)}$$

Na equação acima, os elementos têm os seguintes significados:  $Q(i)$  é a vazão de bombeamento do poço  $i$ ;  $T$  é a transmissividade do aquífero (constante);  $S$  é o coeficiente de armazenamento do aquífero (constante);  $r(i,j)$  é igual a distância do poço  $i$  ao poço  $j$  (constante);  $t(i)$  é o tempo de bombeamento do poço  $i$  (constante).

Da equação de Theis, mostrada acima, esse rebaixamento  $s_i(i,j)$  pode ser escrito como:

$$s_i(i,j) = \frac{W(u(i,j))}{4\pi T} \cdot Q(i) \quad (6.7.21)$$

Considerando o significado das variáveis, acima discutido, verifica-se que a razão que multiplica  $Q(i)$ , na equação acima, é constante. Pode-se então escrever:

	j →					
	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>j</sub>	P <sub>n</sub>	
↓ i	Poços					
	P <sub>1</sub>		r(1,2)	r(1,3)	r(1,j)	r(1,n)
	P <sub>2</sub>	r(2,1)		r(2,3)	r(2,j)	r(2,n)
	P <sub>3</sub>	r(3,1)	r(3,2)		r(3,j)	r(3,n)
	P <sub>i</sub>	r(i,1)	r(i,2)	r(i,3)		r(i,n)
P <sub>n</sub>	r(n,1)	r(n,2)	r(n,3)	r(n,j)		

Figura 6.7.14 - Matriz de distâncias.

$$s_i(i,j) = B(i,j) \cdot Q(i) \quad \text{sendo} \quad B(i,j) = \frac{W(u(i,j))}{4\pi T} \quad (6.7.22)$$

Generalizando o raciocínio acima, os valores do coeficiente  $B(i,j)$ , para as quatro situações contempladas no modelo, são apresentados na tabela 6.7.7. A matriz de coeficientes  $B(i,j)$ , uma vez montada, pode ser visualizada como mostrado na figura 6.7.15.

	j →					
	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>j</sub>	P <sub>n</sub>	
↓ i	Poços					
	P <sub>1</sub>		B(1,2)	B(1,3)	B(1,j)	B(1,n)
	P <sub>2</sub>	B(2,1)		B(2,3)	B(2,j)	B(2,n)
	P <sub>3</sub>	B(3,1)	B(3,2)		B(3,j)	B(3,n)
	P <sub>i</sub>	B(i,1)	B(i,2)	B(i,3)		B(i,n)
P <sub>n</sub>	B(n,1)	B(n,2)	B(n,3)	B(n,j)		

Figura 6.7.15 - Matriz de Coeficientes  $B_{ij}$ .

Como já mencionado, por conveniências computacionais, os coeficientes  $B(i,j)$ , para  $i = j$ , não são armazenados na diagonal da matriz da figura 6.7.15. Eles são armazenados num vetor  $B(i)$ , cuja visualização poderia ser a seguinte (figura 6.7.16):

	i →				
	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>j</sub>	P <sub>n</sub>
Coef. B nos poços	B(1)	B(2)	B(3)	B(i)	B(n)

Figura 6.7.16 - Vetor de Coeficientes  $B_i$ .

O principal objetivo da simulação da operação da bateria é calcular que vazão máxima  $Q(i)$  pode ser autorizada no poço  $i$ , de maneira tal que os rebaixamentos máximos disponíveis – o seu próprio e os dos demais poços – não sejam excedidos. Esse objetivo, no método adotado, implica um cálculo iterativo em que os rebaixamentos totais  $s_w(i,j)$ , em cada poço,

Aquífero	Equação utilizada
Confinado não drenante	$B(i, j) = \frac{W(u)(i, j)}{4\pi T}$
Confinado drenante	$B(i, j) = \frac{W[(u)(i, j), r(i, j)/B]}{4\pi T}$
Confinado não drenante, bombeamento alternado	$B(i, j) = \frac{1}{4\pi T} [W(u_1)(i, j) - W(u_2)(i, j) + W(u_3)(i, j) - W(u_4)(i, j) + \dots + W(u_n)(i, j)]$
Confinado drenante, bombeamento alternado	$B(i, j) = \frac{1}{4\pi T} [(W(u_1)(i, j), r(i, j)/B) - (W(u_2)(i, j), r(i, j)/B) + (W(u_3)(i, j), r(i, j)/B) - (W(u_4)(i, j), r(i, j)/B) + \dots + (W(u_n)(i, j), r(i, j)/B)]$

**Tabela 6.7.7** - Coeficiente **B(i,j)**, para as quatro situações contempladas no modelo Planat-Labhid.

são recalculados inúmeras vezes até que esta condição seja atendida. Como os valores de **B(i,j)** e de **B(i)** não variam na mesma simulação, mantê-los armazenados sob a forma de matriz e vetor, respectivamente, agiliza muito os cálculos ( $s_{(i,j)} = B(i,j) \cdot Q(i)$  e  $s_{(i)} = B(i) \cdot Q(i)$ , que são repetidos um grande número de vezes).

**Cálculo dos Rebaixamentos nos Poços** - o rebaixamento total em cada poço da bateria ( $s_w$ ), calculado pelo modelo Planat-Labhid, é a soma de cinco parcelas: (1) rebaixamento causado pelo seu próprio bombeamento ( $s_0$ ); (2) somatório das interferências dos demais poços da bateria ( $\Sigma s_j$ ); (3) perdas por penetração parcial ( $\Delta s_p$ ); (4) perdas não lineares por fricção ( $\Delta_4$ ); e (5) perdas por redução de diâmetro (J). Pode-se, portanto, escrever (Huisman, 1975):

$$s_w = s_0 + \Sigma s_j + \Delta s_p + \Delta_4 + J \quad (6.7.23)$$

As duas primeiras componentes do rebaixamento total  $s_w$ , na expressão acima, dizem respeito a perdas associadas unicamente ao fluxo na formação aquífera, enquanto que as três últimas são chamadas de perdas construtivas, condicionadas pelas características construtivas do poço. Embora estas perdas já tenham sido apresentadas em detalhe no capítulo 6.6, aqui neste texto, será feito um resumo sobre elas, em prol de uma melhor compreensão do modelo apresentado.

**Perdas na Formação** - são resultantes do fluxo na formação aquífera e dependem da vazão bombeada, das características hidráulicas do aquífero (T e S) e do tempo de bombeamento. São também chamadas de perdas teóricas, pelo fato de serem previsíveis pelas funções analíticas de fluxo. No modelo Planat-Labhid, essas perdas foram divididas em duas partes: (a) perdas devidas ao bombeamento do poço ( $s_0$ ), que são decorrentes do bombeamento do próprio poço; e (b) perdas por interferência ( $s_j$ ), que são decorrentes do bombeamento dos demais poços da bateria, provocando rebaixamentos adicionais no poço considerado.

**Perdas Construtivas** - são rebaixamentos adicionais que ocorrem no poço e em suas vizinhanças, em função das características físicas dos poços. Com exceção das perdas por penetração parcial, esses rebaixamentos independem dos parâmetros hidrodinâmicos do aquífero, sendo condicionados unicamente pela descarga bombeada e pelas características construtivas do poço. As perdas construtivas calculadas pelo modelo Planat-Labhid são as seguintes:

- **Perdas por Penetração Parcial ( $\Delta s_p$ )** - representam o incremento de rebaixamento causado pelo encurvamento das linhas de fluxo em direção à seção filtrante de poços parcialmente penetrantes. Maiores detalhes sobre penetração parcial em poços são apresentados no item 6.4.7, capítulo 6.4, inclusive a expressão de Huisman (1975) adotada no modelo;
- **Perdas por Fricção ( $\Delta_4$ )** - uma vez ultrapassadas as aberturas dos filtros, a água sobe internamente no poço, ao longo dos filtros e do revestimento, em direção ao crivo da bomba. As perdas de carga que ocorrem por fricção neste trajeto dependem, fundamentalmente, das vazões e dos diâmetros e extensões de tubos e filtros. Elas podem ser bastante significativas em poços muito profundos, particularmente quando os diâmetros são reduzidos. Essas perdas são dadas pela expressão (Huisman, 1975):

$$\Delta_4 = \left[ 0,013 \sum_{i=1}^n \frac{h_s(i)}{D_f(i)} + 0,02 \sum_{i=1}^r \frac{l(i)}{D_r(i)} + 2 \right] \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (6.7.24)$$

sendo **v** a velocidade vertical da água no interior dos filtros e do revestimento e **g** a aceleração da gravidade (9,81 m/s<sup>2</sup>).

Substituindo-se **v** por  $Q/(\pi/4 \cdot D^2)$  e **g** pelo seu valor, chega-se à expressão utilizada no modelo, mostrada a seguir. O programa, em realidade, monta um vetor de coeficientes de perda de carga (CPF(i)) e usa-o para calcular as perdas  $\Delta_4(i)$  para as diferentes vazões utilizadas.

$$\Delta_4 = 0,08263 \left[ 0,013 \sum_{i=1}^n \frac{h_s(i)}{D_f(i)^5} + 0,02 \sum_{i=1}^n \frac{l(i)}{D_f(i)^5} + 2 \sum_{i=1}^n \frac{1}{D(i)^4} \right] \cdot Q^2 \quad (6.7.25)$$

$$\Delta_4 = \text{CPF} \cdot Q^2$$

em que  $\Delta_4$  são as perdas por fricção (m),  $n$  é o número total de diâmetros de completação,  $D_f(i)$  é o diâmetro  $i$  de filtros,  $D_f(i)$  é o diâmetro  $i$  de revestimento,  $D(i)$  é o diâmetro  $i$ , não importa se filtro ou revestimento,  $h_s(i)$  é a extensão de filtros  $i$  com diâmetro  $D_f(i)$  (m),  $l(i)$  é a extensão de tubos  $i$  com diâmetro  $D_f(i)$  (m),  $Q$  é a vazão do poço (m<sup>3</sup>/s) e **CPF** é o coeficiente de perda de carga por fricção (m<sup>-3</sup>.s<sup>2</sup>).

- **Perdas por Ampliação de Diâmetro (J)** - as ampliações de diâmetro causam quedas súbitas de velocidade às quais se associam perdas de carga adicionais. Essas perdas são sempre pequenas, podendo, muitas vezes, ser desprezadas, sobretudo em face das perdas por fricção em poços profundos. O modelo utiliza a seguinte expressão para calcular essas perdas e montar um vetor de coeficientes de perda de carga, **CPD(i)**. Esse vetor é utilizado para calcular as perdas **J(i)** para as diferentes vazões utilizadas.

$$J = 0,080758 \left[ \sum_{i=1}^{n-1} \left( \frac{1}{D(i)^2} - \frac{1}{D(i+1)^2} \right) \right]^{1,919} \cdot Q^{1,919} \quad (6.7.26)$$

$$J = \text{CPD} \cdot Q^{1,919}$$

sendo **J** a perda por ampliação de diâmetro (m), **D(i)** o diâmetro menor (metros), **D(i+1)** o diâmetro maior (m),  $n$  o número de diâmetros, **Q** a vazão do poço (m<sup>3</sup>/s) e **CPD** o coeficiente de perda de carga por ampliação de diâmetro (m<sup>-3,838</sup>.s<sup>1,919</sup>).

A estratégia adotada no modelo para o cálculo do rebaixamento total **s<sub>w</sub>** em cada poço, pode ser visualizada na figura 6.7.17. Nesta figura, é mostrado o caso de uma bateria de  $n$  poços, cada um bombeando uma vazão diferente, porém constante. Na primeira coluna da esquerda (contador  $i$ , variando de 1 a  $n$ ), estão indicados os poços produtores e suas respectivas vazões de bombeamento. Na primeira linha (contador  $j$ , variando de 1 a  $n$ ), são mostrados os mesmos poços, mas, aqui, como alvo das interferências devidas ao funcionamento da bateria. Assim, **s(1,2)** será o rebaixamento causado no poço **P<sub>2</sub>** pelo poço **P<sub>1</sub>** bombeando a vazão **Q(1)**, enquanto que **s(1,3)** será o rebaixamento causado no poço **P<sub>3</sub>** pelo mesmo poço **P<sub>1</sub>** bombeando a mesma vazão **Q(1)** e, assim, sucessivamente. Enquanto a parte superior da matriz ilustra o cálculo das interferências, a parte inferior, colorida em amarelo, mostra as cinco parcelas do rebaixamento total, em cada poço, e a soma delas que é o **s<sub>w</sub>**.

	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	⋯⋯⋯	P <sub>n</sub>
P <sub>1</sub> Q(1)		s <sub>(1,2)</sub>	s <sub>(1,3)</sub>	⋯⋯⋯	s <sub>(1,n)</sub>
P <sub>2</sub> Q(2)	s <sub>(2,1)</sub>		s <sub>(2,3)</sub>	⋯⋯⋯	s <sub>(2,n)</sub>
P <sub>3</sub> Q(3)	s <sub>(3,1)</sub>	s <sub>(3,2)</sub>		⋯⋯⋯	s <sub>(3,n)</sub>
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
P <sub>n</sub> Q(n)	s <sub>(n,1)</sub>	s <sub>(n,2)</sub>	s <sub>(n,3)</sub>	⋯⋯⋯	s <sub>(n,n)</sub>
Σs <sub>i</sub>	s <sub>(1)</sub>	s <sub>(2)</sub>	s <sub>(3)</sub>	⋯⋯⋯	s <sub>(n)</sub>
s <sub>0</sub>	s <sub>0(1)</sub>	s <sub>0(2)</sub>	s <sub>0(3)</sub>	⋯⋯⋯	s <sub>0(n)</sub>
Δs <sub>0</sub>	Δs <sub>0(1)</sub>	Δs <sub>0(2)</sub>	Δs <sub>0(3)</sub>	⋯⋯⋯	Δs <sub>0(n)</sub>
Δ <sub>4</sub>	Δ <sub>4(1)</sub>	Δ <sub>4(2)</sub>	Δ <sub>4(3)</sub>	⋯⋯⋯	Δ <sub>4(n)</sub>
J	J(1)	J(2)	J(3)	⋯⋯⋯	J(n)
s <sub>w</sub>	s <sub>w(1)</sub>	s <sub>w(2)</sub>	s <sub>w(3)</sub>	⋯⋯⋯	s <sub>w(n)</sub>
<b>s<sub>w</sub> = Σs<sub>i</sub> + s<sub>0</sub> + Δs<sub>0</sub> + Δ<sub>4</sub> + J</b>					

Figura 6.7.17 - Cálculo dos rebaixamentos totais.

**Teste da Condição s<sub>w(i)</sub> ≤ RD(i) e Ajuste das Vazões**

- uma vez obtido, para cada poço, o rebaixamento total **s<sub>w(i)</sub>** para o alcance considerado, esse valor é comparado com o rebaixamento disponível do respectivo poço **RD(i)**. Se este último for maior ou igual ao rebaixamento calculado, a vazão inicial proposta é mantida. Em todos os poços em que esta condição não for satisfeita, entretanto, esta vazão é reduzida de 2%. O processo é, então, reiniciado calculando-se novamente o rebaixamento total em cada poço, e prossegue até nenhum rebaixamento disponível ser excedido. As vazões finais que satisfazem esta condição são consideradas, em princípio, como as vazões de exploração dos poços da bateria. A soma dessas vazões, por sua vez, é a capacidade global de produção da bateria.

**Estudos de Caso**

O modelo Planat-Labhid pode ser utilizado em duas situações distintas. A primeira delas é para análise de uma bateria de poços existente, visando à avaliação das vazões de exploração de cada poço e, em última análise, à capacidade de produção global da bateria. A outra situação é a simulação da operação de uma bateria projetada, para verificar a viabilidade das vazões pretendidas, do espaçamento entre os poços e das profundidades das câmaras de bombeamento. Trata-se aqui, enfim, de eleger as características técnicas da bateria a ser construída, de modo a se obter a maior descarga possível, otimizando os recursos empregados.

Será apresentado, brevemente, a seguir, um exemplo de cada uma dessas utilizações do modelo aqui enfocado.

**Análise de Bateria Existente** - Em 1998, a Secretaria de Recursos Hídricos do Rio Grande do Norte construiu uma bateria de 7 poços, no Município de São José do Mipibu. Essa bateria visava à garantia da continuidade do suprimento hídrico de várias cidades do extremo oriental do Estado, caso o manancial principal, a Lagoa do Bonfim, sofresse rebaixamento excessivo do espelho líquido. O aquífero captado é a porção inferior do Grupo Barreiras. Testes de aquífero bem controlados, realizados nos poços da bateria, permitiram a obtenção dos parâmetros hidrodinâmicos com boa confiabilidade. Foram realizadas várias simulações com o modelo Planat-Labhid, tendo sido adotadas as seguintes condições:

- aquífero confinado drenante, com coeficiente de drenança **B** de 1.000 metros, transmissividade **T** de  $4,8 \cdot 10^{-3}$  m<sup>2</sup>/s e coeficiente de armazenamento **S** de  $3,3 \cdot 10^{-4}$ ;
- foram considerados quatro diferentes regimes de bombeamento: 8/24 horas; 12/24 horas; 18/24 horas e 24/24 horas; e
- foi atribuída a cada poço da bateria uma vazão inicial, como proposta de vazão de exploração. As vazões foram as seguintes:

Poço	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7
Vazão (m <sup>3</sup> /h)	150,0	150,0	80,0	150,0	120,0	100,0	120,0

Os resultados obtidos foram os seguintes:

- a tabela 6.7.8 mostra o resultado de uma das simulações, para um alcance de 10 anos;
- chamam a atenção, na tabela 6.7.8 os baixos coeficientes das perdas  $\Delta_4$ , o que atesta as boas características construtivas dos poços. Nota-se, também, que apenas a vazão do Poço 7 foi reduzida de 120,00 m<sup>3</sup>/h para 96,09 m<sup>3</sup>/h, por causa do seu pequeno rebaixamento disponível. A bateria era recém-construída na época do estudo, não tendo, portanto, histórico de bombeamento, o que explica o valor nulo para o tempo de operação dos poços.
- a tabela 6.7.9 mostra as vazões obtidas para os alcances de 10 e 20 anos e para vários regimes de bombeamento alternado;
- a generosa recarga, via drenança vertical, expressa pelo baixo valor do coeficiente **B**, se traduz nos seguintes comportamentos favoráveis, evidenciados nos resultados mostrados na tabela 6.7.9:
  - ✓ ao final de dez anos de bombeamento ou, provavelmente, bem antes disso, é de se esperar que os níveis estivessem praticamente estabilizados;
  - ✓ em decorrência disso, os diferentes regimes de bombeamento acarretam variações de descarga pouco significativas. Assim, em regime contínuo de bombeamento, perde-se apenas 22,0 m<sup>3</sup>/h em relação ao regime de 8/24 horas.

Poço	CPF	Q (m <sup>3</sup> /h)	RD (m)	s (m)	s <sub>1</sub> (m)	t(anos)	s <sub>w</sub> (m)	ND (m)
P-1	76,4	150,00	15,00	11,04	0,24	0,0	11,29	41,79
P-2	71,0	150,00	13,00	11,03	0,26	0,0	11,29	40,69
P-3	80,3	80,00	17,00	6,70	0,10	0,0	6,80	40,80
P-4	75,7	150,00	18,00	11,96	0,47	0,0	12,43	45,73
P-5	88,9	120,00	18,00	11,35	0,55	0,0	11,90	44,90
P-6	88,9	100,00	26,00	8,96	0,02	0,0	8,97	40,17
P-7	82,7	96,09	8,67	8,60	0,05	0,0	8,65	42,65

CPF=coeficiente das perdas  $\Delta_4$     s<sub>1</sub>=Interferências  
 Q = vazão de bombeamento    s<sub>w</sub> = rebaixamento total  
 RD=rebaixamento disponível    ND=nível dinâmico  
 s=s<sub>0</sub>+  $\Delta s_0$ +  $\Delta_4$ +J

Horas diárias de bombeamento (mes 1 = fevereiro)												
Mês	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Horas	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2

Descarga Global da Bateria = 846,09 m<sup>3</sup>/h

Tabela 6.7.8 - Saida do Modelo Planat-Labhid.

Poço	Alcance de 10 anos				Alcance de 20 anos			
	8/24 (h)	12/24 (h)	18/24 (h)	24/24 (h)	8/24 (h)	12/24 (h)	18/24 (h)	24/24 (h)
P-1	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0
P-2	144,0	138,0	133,0	130,0	144,0	138,0	138,0	130,0
P-3	80,0	80,0	80,0	80,0	80,0	80,0	80,0	80,0
P-4	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0
P-5	120,0	120,0	120,0	120,0	120,0	120,0	120,0	120,0
P-6	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
P-7	83,0	80,0	77,0	75,0	83,0	80,0	80,0	75,0
<b>Total</b>	<b>827,0</b>	<b>818,0</b>	<b>810,0</b>	<b>805,0</b>	<b>827,0</b>	<b>818,0</b>	<b>818,0</b>	<b>805,0</b>

Tabela 6.7.9 - Descargas da Bateria do Bonfim (m<sup>3</sup>/h).

- do exposto, verificou-se que as simulações da operação da bateria do Bonfim permitiram indicar, como aceitável, a alternativa de bombeamento contínuo. A descarga global da bateria, neste caso, foi de 805 m<sup>3</sup>/h ou 223 L/s, o que permitia atender integralmente à demanda prevista para o projeto em estudo na época (229 L/s);
- as simulações realizadas com o modelo, ao definir a vazão de exploração de cada poço da bateria e prognosticar seus níveis dinâmicos, provêem valioso auxílio no dimensionamento das bombas requeridas e no posicionamento adequado dos seus crivos. A tabela 6.7.10 mostra, como resultado final do estudo, as condições de operação recomendadas para os poços da bateria do Bonfim.

**Análise de Bateria Projetada** - Em 1988, o então Ministério da Irrigação desenvolvia no Vale do Gurguéia, no Piauí, o chamado Projeto de Irrigação do Gurguéia. Esse projeto previa a construção de várias baterias de poços captando o aquífero Cabeças, escalonadas ao longo de 100 km de vale. Para a bateria do Trombetas, na região de Cristino Castro, havia sido programada inicialmente a perfuração de 28 poços. Foram feitas várias simulações da operação da futura bateria, com o auxílio do modelo Planat-Labhid.

Poço	Vazão (m³/h)	N.Din.Previsto (m)	Prof.Crivo (m)
P-1	150,0	44,60	50,00
P-2	130,0	42,26	48,00
P-3	80,0	43,29	49,00
P-4	150,0	48,96	54,00
P-5	120,0	47,88	53,00
P-6	100,0	41,61	47,00
P-7	75,0	42,65	48,00

Tabela 6.7.10 - Condições de operação da bateria do Bonfim.

As vazões consideradas como iniciais foram aquelas possíveis de serem obtidas nos poços individualmente. A primeira simulação, para os 28 poços previstos, indicou uma descarga global de 6.680 m³/h. Foi eliminado um poço da bateria e a nova simulação indicou uma descarga global maior, igual a 6.840 m³/h. Foi eliminado um segundo poço e nova simulação foi realizada, e assim por diante. Na última simulação foram considerados apenas 17 poços na bateria. Os resultados obtidos com essas simulações são mostrados na figura 6.7.18.

Observa-se que a descarga global da bateria cresce com o número de poços até um máximo de 22 poços. A partir daí, a perfuração de novos poços não traria qualquer aumento da descarga global e, a partir de 24 poços essa descarga começa a decrescer de forma decidida. Desta forma, exemplifica-se o contra-senso de fazer mais poços para obter menos água.

A explicação para esse comportamento, aparentemente contraditório, reside nas interferências geradas pelos poços. No caso em análise, a magnitude das interferências, a partir de 22 poços, compromete grande parte dos rebaixamentos máximos disponíveis, limitando severamente as vazões máximas possíveis de cada unidade. O aumento do número de poços agrava significativamente esse comprometimento e a conseqüente limitação das vazões individuais, acarretando a redução da descarga da bateria.

A análise acima mostrada (Feitosa *et al.*, 1999) levou a limitar em 21 o número de poços que deveria constituir a bateria do Trombetas, evitando-se, assim, grande desperdício de tempo e dinheiro.

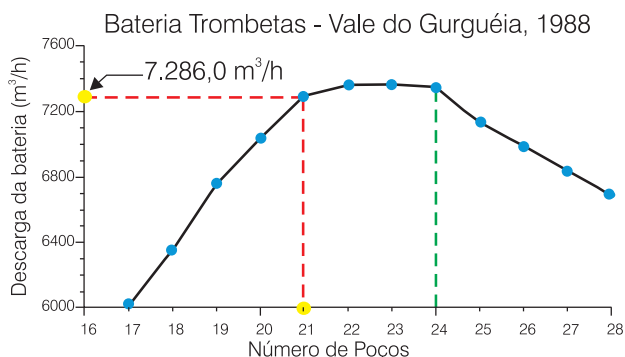


Figura 6.7.18 - Descarga da bateria versus número de poços.

### 6.7.5 Avaliação de Vazões de Exploração de Poços Tubulares em Meios Heterogêneos

Existem muitos modelos de fluxo para poços em meios heterogêneos na literatura, como por exemplo: modelos de fraturas discretas; modelos de redes de fraturas estatisticamente homogêneas; modelos de meios contínuos fraturados, de simples e de dupla porosidade (Barenblat *et al.* 1960, Boulton & Streltsova, 1972). Os modelos de dupla porosidade admitem uma porosidade da matriz dos blocos rochosos delimitados pelas fraturas e a porosidade das próprias fraturas. Estabelecem equações para o rebaixamento em poços bombeados e em poços de observação, baseadas nas hipóteses de meio contínuo para o rebaixamento.

Nos meios heterogêneos, representados por rochas cristalinas fraturadas, os sistemas de água subterrânea são constituídos por conjuntos de fraturas interconectadas que formam zonas tridimensionais de condutos hidráulicos de geometria desconhecida, que podem ser chamadas **zonas aquíferas fraturadas**. Essas zonas aquíferas, além de espacialmente descontínuas, possuem extensão limitada, permeabilidade muito variável e não há como mapeá-las. Por conseguinte, não é possível estimar o volume de água armazenado como reserva permanente, a exemplo do que acontece nos meios homogêneos.

O fluxo para um poço em meio heterogêneo fraturado é anisotrópico, possui componentes horizontais e verticais e é totalmente governado pela rede de fraturas constituintes da zona aquífera fraturada, durante o seu avanço na direção das "entradas de água" do poço. É, portanto, muito diferente do fluxo radial circular que vigora nos meios homogêneos e isotrópicos dos aquíferos granulares.

Por esta razão, na prática, nenhum dos modelos conhecidos de fluxo para poços em meios fraturados tem se mostrado satisfatório. Pelo contrário, a experiência tem demonstrado uma inconsistência recorrente nas previsões de evolução do rebaixamento no espaço e no tempo, feitas a partir das equações teóricas propostas pelos modelos conhecidos. Um exemplo típico é o de poços de observação que mesmo estando bem próximos do poço bombeado, não reagem ou apresentam pequeno rebaixamento, enquanto que poços observados a maiores distâncias apresentam rebaixamentos significativos.

### Método da Capacidade Específica

Como já mencionado, a capacidade específica dos poços, por definição, na ausência de recarga oriunda de fontes externas, decresce com o tempo, já que é inversamente proporcional a um rebaixamento que cresce com o tempo. Isto acontece tanto em meio homogêneo quanto em meio heterogêneo. Em meio heterogêneo, todavia, a taxa de variação do rebaixamento com o tempo, não se ajusta a nenhuma regra. Um método aproximado é apresentado, adotando as seguintes hipóteses:



- os reservatórios de água subterrânea em meio fraturado apresentam extensão limitada;
- os efeitos dos limites, *a priori*, são imprevisíveis, podendo se manifestar sobre as curvas de rebaixamento a qualquer tempo, dependendo da distância em que se encontram do poço bombeado;
- admite-se que a tendência inicial, retilínea, da curva dilog de vazão específica *versus* tempo, se ajusta a uma lei do tipo:

$$\log\left(\frac{Q}{s}\right)_t = -m \log(t) + \log C \quad (6.7.27)$$

É importante ressaltar que em regime contínuo de bombeamento, o nível dinâmico sempre irá alcançar o crivo da bomba, ou em outras palavras, sempre ocorrerá um colapso do bombeamento. O tempo necessário para isso depende da vazão bombeada.

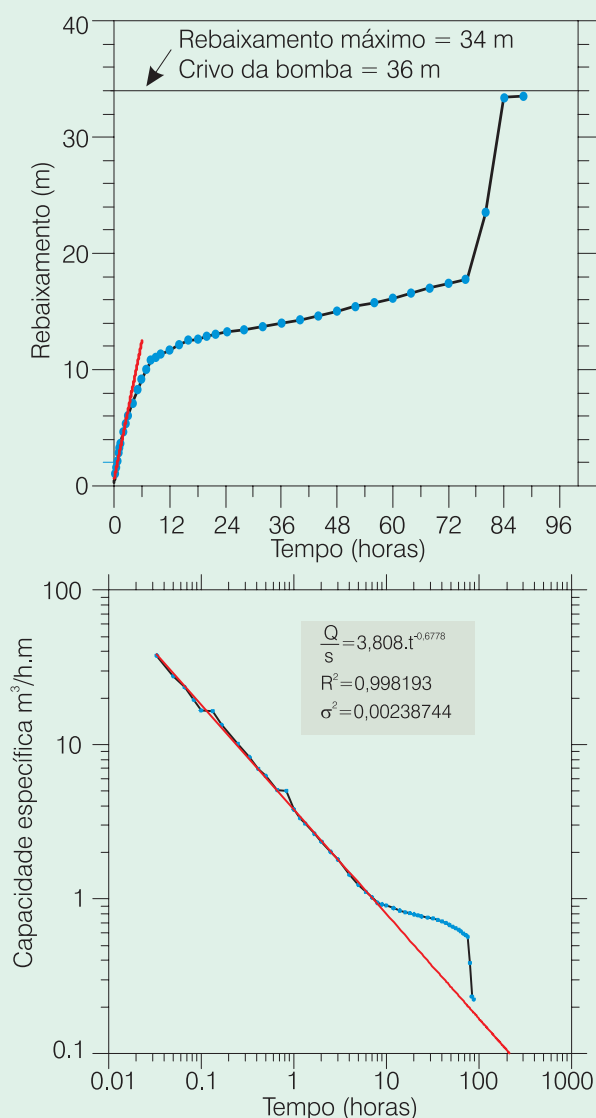
### Etapas do Método

- Construção do gráfico de rebaixamento *versus* tempo em horas, em escala linear, e observação dos eventuais desvios indicativos de heterogeneidades do meio, como revelam exemplos mostrados adiante. Notar que é possível ajustar uma reta tangente à curva de rebaixamento nos instantes iniciais do teste.
- Construção do gráfico de vazão específica *versus* tempo, em escala *dilog*, e sobre os pontos iniciais da curva efetuar um ajuste de potência para avaliação dos parâmetros **C** e **m** (equação 6.7.27). Colocar ao lado da curva de rebaixamento, para fins comparativos.
- Cálculo do rebaixamento disponível **RD**, do nível estático ao crivo da bomba (o crivo da bomba deve estar sempre acima da fenda produtora).
- Avaliação da vazão em função do tempo usando a equação  $Q(t) = RD \cdot C(t)^{-m}$ .
- Avaliação de duas vazões de exploração:  $Q_1$ , de 1 dia e  $Q_{10}$ , de 10 dias, respectivamente.
- A vazão recomendada para exploração é igual a  $Q_1$ , em regime igual a  $24 \times (Q_{10}/Q_1)$  horas de bombeamento por dia.

**Exemplo 6.7.1** - Trata da vazão de exploração de um poço em granito, a partir de um teste de 88 horas de bombeamento, no qual a vazão se manteve entre 10,8 m³/h e 10,2 m³/h, nas primeiras 72 horas, caindo de 10 m³/h para 7,5 m³/h no intervalo de 76 a 88 horas, quando o teste foi encerrado.

Os gráficos de rebaixamento *versus* tempo e capacidade específica *versus* tempo são mostrados na figura 6.7.19. Notar, no gráfico de rebaixamento, a queda do nível de água após as 72 horas de bombeamento e a irregularidade na curva de capacidade específica, já a partir de 10 horas de bombeamento, sugerindo uma recarga de drenagem retardada que, depois de cessar, culminou com a queda brusca de vazão do poço.

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Valor
Coeficiente linear da reta logarítmica	C		3,808
Coef. angular da reta logarítmica	m		0,6778
Tempo igual a dia	t <sub>1</sub>	hora	24
Tempo igual a 10 dias	t <sub>10</sub>	hora	240
Rebaixamento disponível	RD	m	27
Vazão sustentável de 1 dia	Q <sub>1</sub>	m³/h	11,93
Vazão sustentável de 10 dias	Q <sub>10</sub>	m³/h	2,50
Vazão explotável	Q <sub>exp</sub>	m³/h	11,93
Regime de bombeamento	Regime	h/dia	5



**Figura 6.7.19** - Poço 3510, no granito Meruoca, na localidade de Santo Antônio dos Camilos, com vazão explotável de 11,93 m³/h em regime de 5 horas por dia.

**Exemplo 6.7.2** - Corresponde a um teste de produção realizado em três etapas das quais apenas as duas etapas mais significativas, com duração de 6 horas e vazões de 1,6 m³/h e 3,5 m³/h, foram consideradas (figura 6.7.20). Como se nota, nenhuma irregularidade se manifesta na curva de rebaixamento devido ao curto período de tempo do bombeamento. As vazões de exploração foram calculadas, para cada uma das etapas, usando o método proposto e adotado o valor médio, conforme é mostrado a seguir:

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Valor1	Valor 2	Média
Coefficiente linear da reta logarítmica	C	h <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>	0,708	0,593	0,6505
Coefficiente angular da reta logarítmica	m	adim.	0,6246	0,637	0,6308
Tempo igual a dia	t <sub>1</sub>	hora	24	24	24
Tempo igual a 10 dias	t <sub>10</sub>	hora	240	240	240
Rebaix. disponível	RD	m	34	34	34
Vazão de 1 dia	Q <sub>1</sub>	m <sup>3</sup> /h	3,31	2,66	2,98
Vazão de 10 dias	Q <sub>10</sub>	m <sup>3</sup> /h	0,78	0,61	0,70
Vazão explotável	Q <sub>exp</sub>	m <sup>3</sup> /h	3,31	2,66	2,98
Regime de bomb.	Regime	h/dia	6	6	6

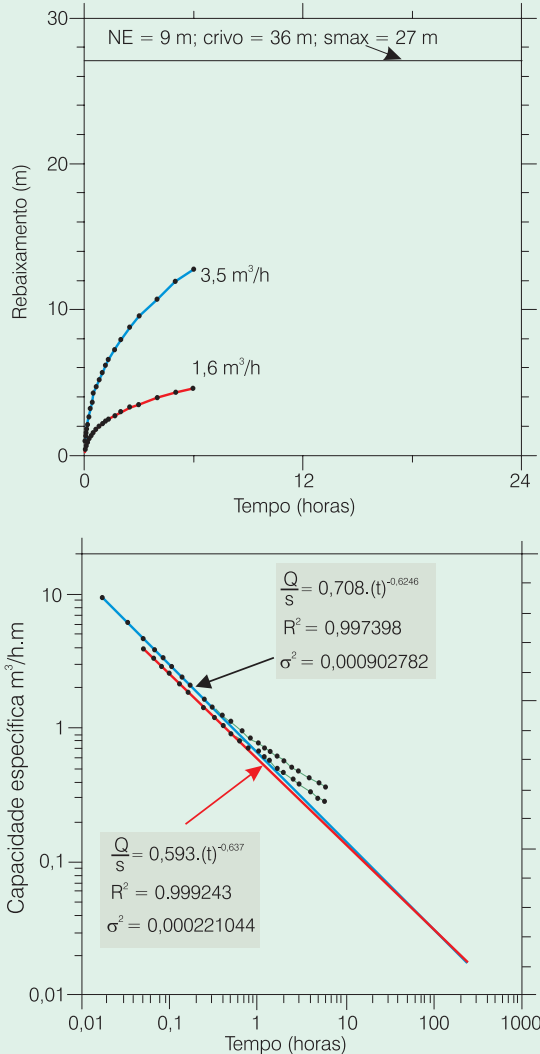


Figura 6.7.20 - Teste em poço no granito Meruoca, na localidade de Jordão, CE, do qual foi deduzida uma vazão explotável da ordem de 3 m<sup>3</sup>/h, em regime de bombeamento de 6 horas/dia.

**Exemplo 6.7.3** - Teste de produção em duas etapas no poço 3501, no granito Meruoca. Na primeira etapa, com duração de 6 horas, a vazão bombeada variou de 0,92 a 0,69 m<sup>3</sup>/h. Na segunda etapa, a variação foi de 1,5 para 1,15 m<sup>3</sup>/h. O gráfico de rebaixamento com o tempo na primeira etapa não mostra nenhuma descontinuidade para o tempo de 6 horas. Na segunda etapa, com duração de 11 horas, após cerca de 8 horas de bombeamento ocorre uma queda muito forte de rebaixamento, indicativa de descontinuidade no meio fraturado ou interferências produzidas por outros poços existentes na área em estudo (figura 6.7.21).

O gráfico dilog de capacidade específica com o tempo exibe um pequeno trecho retilíneo sobre o qual foi ajustada a reta logarítmica do modelo proposto. A partir daí, os pontos se desviam e a taxa de variação da capacidade específica com o tempo parece influenciada por fluxos verticais do tipo drenagem retardada. Essa suposta drenagem parece cessar depois de completadas 8 horas de testes, dando lugar a uma queda acentuada do nível dinâmico nas últimas 3 (três) horas de bombeamento. Os resultados da análise, apresentados na tabela abaixo, indicam uma capacidade de produção para o poço de apenas 0,11 m<sup>3</sup>/h, em regime de funcionamento de 3 horas por dia.

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Valor
Coef. linear da reta logarítmica	C	m <sup>2</sup> /h <sup>2</sup>	0,0472
Coef. angular da reta logarítmica	m	adim.	0,8453
Tempo igual a dia	t1	hora	24
Tempo igual a 10 dias	t10	hora	240
Rebaixamento disponível	RD	m	34
Vazão de 1 dia	Q1	m <sup>3</sup> /h	0,11
Vazão de 10 dias	Q10	m <sup>3</sup> /h	0,02
Vazão explotável	Qexp	m <sup>3</sup> /h	0,11
Regime de bombeamento	Regime	h/dia	3

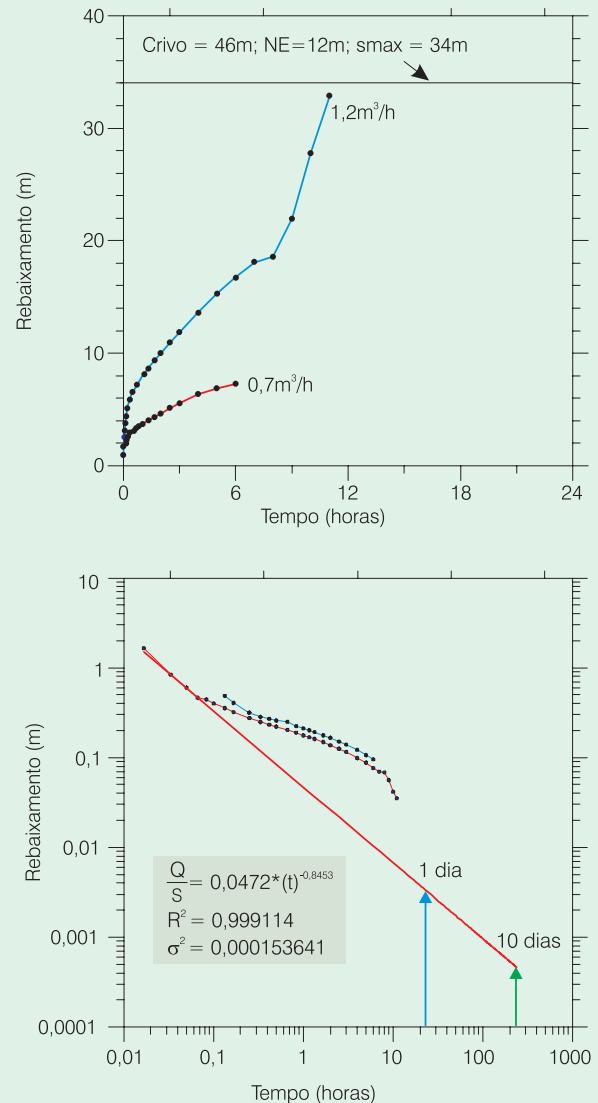


Figura 6.7.21 - Poço no granito Meruoca, na localidade de Jordão-CE, com capacidade de produção de apenas 0,11 m<sup>3</sup>/h em regime de funcionamento de 3 horas/dia.

### 6.7.6 Poços de Grande Diâmetro – Método de Porchet

As equações diferenciais de fluxo subterrâneo em meio poroso, e suas soluções, que são as funções analíticas, consideram o poço como uma entidade pontual desprovida de dimensões e, portanto, desprovida de volume armazenado. Em se tratando de poços tubulares de pequeno diâmetro, essa condição é aproximada satisfatoriamente, uma vez que é muito pequeno o volume de água neles armazenado. Na operação desses poços, esse volume é rapidamente esgotado, nos primeiros minutos de bombeamento, e o aquífero logo é solicitado, estabelecendo-se o regime de fluxo subterrâneo descrito pelas funções analíticas. Essas funções podem, assim, ser utilizadas, tanto para se fazer previsões de rebaixamentos, quando se conhecem os parâmetros hidrodinâmicos **T** e **S**, como para a obtenção desses parâmetros, em testes de aquífero.

No caso de poços de grande diâmetro, como os cacimbões, também chamados de poços amazonas, entretanto, isso não acontece, porque o volume neles armazenado não é desprezível. Quando se bombeia um poço de grande diâmetro, com efeito, toda a água produzida procede do volume armazenado durante um apreciável período de tempo. Ultrapassado esse período, os gradientes hidráulicos no entorno do cacimbão, gerados pelo bombeamento, começam a induzir fluxo subterrâneo radial na direção da captação. Assim, a descarga bombeada **Q** passará a ser constituída de duas parcelas: (a) uma parcela **Q'** procedente do armazenamento no cacimbão; e (b) uma parcela **q** procedente do aquífero (figura 6.7.22). Mantida a constância da descarga bombeada **Q**, a contribuição **q** do aquífero cresce com o tempo, acarretando uma correspondente diminuição da retirada **Q'** do armazenamento no cacimbão. Este mecanismo traduz-se por uma progressiva atenuação no ritmo de rebaixamento do nível d'água no cacimbão, o qual poderá, eventualmente, ser estabilizado, se a contribuição do aquífero se tornar igual ao bombeamento **Q**.

### Teoria do Método

Porchet (1926) concebeu um método em regime transitório para avaliar a capacidade de produção de um cacimbão, através da avaliação da contribuição **q** do aquífero captado.

Seja, com efeito, um cacimbão de secção **S** (figura 6.7.22) no qual se efetua um bombeamento com vazão **Q** constante. A vazão **Q** é escolhida de modo a provocar um significativo rebaixamento no nível d'água do cacimbão, ou seja, de modo a ser, durante a maior parte ou durante todo o bombeamento, maior que a contribuição **q** do aquífero. Obtém-se, assim, em escala aritmética, a curva de rebaixamento **OR** (figura 6.7.23), cuja inclinação se atenua ao longo do tempo de bombeamento, em função do aumento da contribuição do aquífero. No ponto **R**, o bombeamento é interrompido e a curva de recuperação **RT** é registrada.

Num intervalo de tempo infinitesimal  $dt_1$  (figura 6.7.23), ocorre um rebaixamento de nível  $ds$ . Os equivalentes de  $ds$  e de  $dt_1$ , no cacimbão, são mostrados na figura 6.7.22. Nesse intervalo de tempo, considerando que parte da descarga bombeada é proveniente do aquífero, o volume de água retirado do cacimbão pelo bombeamento pode ser traduzido pela expressão abaixo, que é a equação diferencial do segmento curvilíneo **OR**:

$$S \cdot ds = (Q - q)dt_1 \quad (6.7.28)$$

Após a interrupção do bombeamento, ocorrerá uma recuperação do nível d'água no cacimbão, comandada unicamente pela vazão **q** proveniente do aquífero, graças ao gradiente hidráulico  $dh/dl$  criado pelo bombeamento. A recuperação da mesma altura  $ds$  demandará agora um tempo  $dt_2$  (figuras 6.7.22 e 6.7.23). O volume d'água repostado ao cacimbão pelo aquífero pode ser traduzido pela expressão abaixo, que é a equação diferencial do segmento curvilíneo **RT**

$$S \cdot ds = q \cdot dt_2 \quad (6.7.29)$$

Igualando-se (6.7.28) e (6.7.29) obtém-se a relação:

$$(Q - q)dt_1 = q \cdot dt_2$$

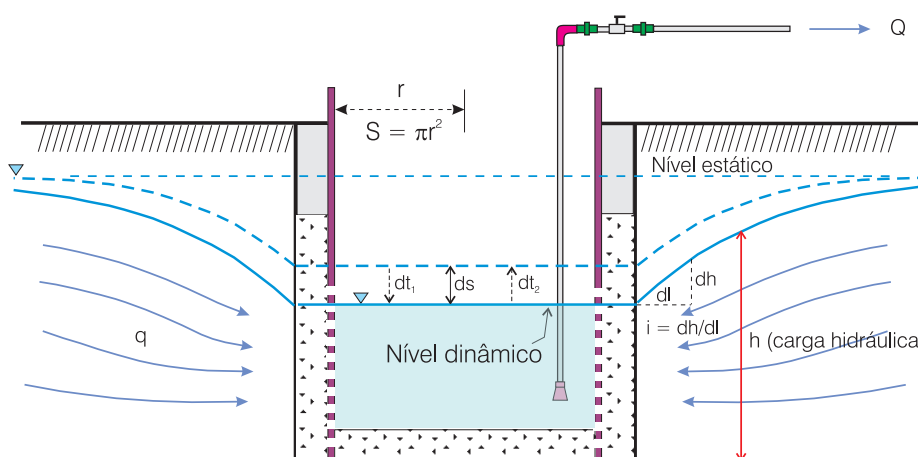


Figura 6.7.22 - Cacimbão: elementos utilizados no método de Porchet.

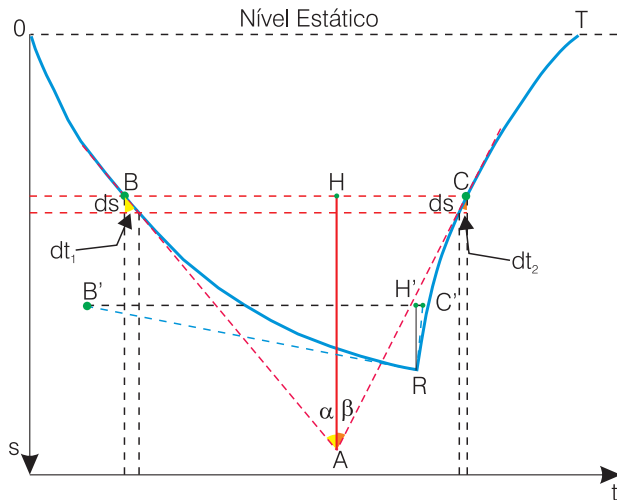


Figura 6.7.23 - A Curva de Porchet.

que pode ser escrita como:

$$q = Q \frac{dt_1}{dt_1 + dt_2}$$

Dividindo-se o numerador e o denominador da expressão acima por **ds**, obtém-se:

$$q = Q \frac{dt_1/ds}{dt_1/ds + dt_2/ds} \quad (6.7.30)$$

Examinando-se, agora, a figura 6.7.23, vê-se que as razões  $dt_1/ds$  e  $dt_2/ds$  representam as tangentes, respectivamente, no ponto **B** da curva de rebaixamento e no ponto **C** da curva de recuperação. Ora, essas tangentes se cruzam no ponto **A**. Se for levantada uma perpendicular a partir desse ponto até o segmento BC, têm-se os triângulos retângulos **BHA** e **CHA**. Nesses triângulos, verifica-se de imediato que:

$$dt_1/ds = \frac{HB}{HA} \quad \text{e} \quad dt_2/ds = \frac{HC}{HA}$$

E, finalmente, após alguns passos algébricos, (6.7.30) torna-se:

$$q = Q \cdot \frac{BH}{BC} \quad (6.7.31)$$

Em particular, no ponto R de interrupção do bombeamento, teremos:

$$q = Q \cdot \frac{B'H'}{B'C'} \quad (6.7.32)$$

### Teste de Produção

O método de Porchet, tal como descrito acima, é utilizado essencialmente em testes de produção realizados em poços de grande diâmetro, para se avaliar sua capacidade de produção. Na figura 6.7.24, são indicadas as características construtivas de um cacimbão qualquer, levadas em conta na programação e na realização de um teste de produção.

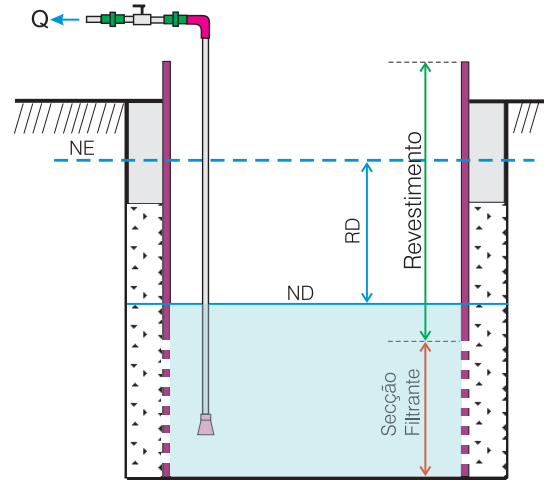


Figura 6.7.24 - Características construtivas do cacimbão.

A aplicação do método de Porchet implica o interesse de se manter um certo nível dinâmico no interior do cacimbão ao longo da sua exploração, o que equivale a dizer que se pretende explorar uma descarga compatível com as possibilidades do reservatório aquífero, em regime permanente. Adota-se, para fins de raciocínio, um certo rebaixamento, chamado de **RD** ou rebaixamento disponível, tal que a zona filtrante permaneça submersa (figura 6.7.24). O rebaixamento disponível é igual à diferença entre o nível estático e o nível dinâmico que se pretende manter.

As seguintes etapas devem ser seguidas para a aplicação do Método de Porchet:

- i) o cacimbão deve ser bombeado a uma vazão **Q** constante. Recomenda-se a utilização de um dispositivo de medição de vazão que permita mantê-la constante durante todo o bombeamento, tal como um escoadouro de orifício circular;
- ii) registra-se a curva de rebaixamentos e, após a parada da bomba, registra-se a curva de recuperação. As duas curvas, juntas, em escala aritmética, constituem o que se chama de curva de Porchet;
- iii) assinala-se, no eixo das ordenadas da curva de Porchet, o rebaixamento disponível escolhido. A partir desse ponto, traça-se uma paralela ao eixo dos tempos, interceptando as curvas de rebaixamento e recuperação nos pontos **B** e **C**, respectivamente (figura 6.7.25);
- iv) traçam-se as tangentes às curvas de rebaixamento e recuperação, nos pontos **B** e **C**, respectivamente, prolongando-as, até elas se encontrarem no ponto de intersecção **A**;
- v) a partir da intersecção **A**, traça-se uma vertical que definirá o ponto **H** no segmento **BC**.
- vi) finalmente, a contribuição **q** do aquífero é dada por  $Q \cdot (BH/BC)$ , sendo **Q** a vazão constante de bombeamento.

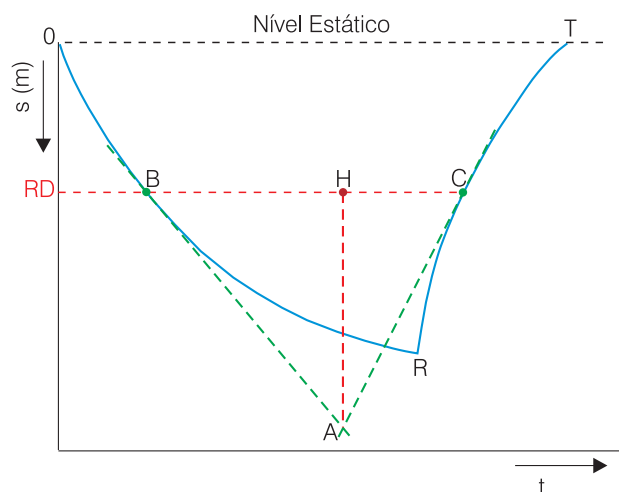


Figura 6.7.25 - Utilização da curva de Porchet.

### Análise Crítica

A intenção básica do método de Porchet é definir uma vazão  $q$  que possa ser fornecida pelo aquífero de forma sustentável. Em seqüência, são apresentadas as condições necessárias para isso.

O aquífero deve ter grande extensão lateral, de modo a dispor de uma reserva não exaurível ou não facilmente exaurível. Ora, os cacimbões são, via de regra, construídos em depósitos aluviais, os quais, pela própria natureza, são geralmente de dimensões limitadas. Dessa forma, a expectativa de se obter uma vazão "sustentável", nessas condições, deve ser encarada com reservas, particularmente no Nordeste do Brasil, onde os rigores climáticos comprometem freqüentemente a recarga.

O nível estático do aquífero não deve variar para menos ao longo do tempo, de modo que o rebaixamento disponível considerado não seja comprometido. Ora, os rigores climáticos, acima citados, causam significativas variações no nível freático das aluviões. Em situações climáticas críticas, os reservatórios aluviais podem mesmo secar, levando as captações ao colapso total. É recomendável, quando possível, testar os cacimbões em sua situação mais desfavorável, isto é, no período de estiagem, quando o nível freático está em sua posição mais baixa. Esse procedimento nos leva à obtenção de uma vazão "sustentável" de produção  $q$ , tida como pessimista e, portanto, com uma margem de segurança.

A discussão acima já deve ter levado o leitor a perceber que a vazão de produção  $q$  avaliada pelo método de Porchet, embora ofereça certo diagnóstico da potencialidade do reservatório subterrâneo, não deve ser considerada de forma absoluta. O comportamento das curvas de rebaixamento e recuperação, acima descritas, traz embutidas conjuntamente as características construtivas do cacimbo e as condições do meio aquífero captado, ou seja, testa-se cacimbo e aquífero conjuntamente, num

dado instante e nas condições em que os mesmos se encontram. Assim, a vazão de produção  $q$ , obtida com o método de Porchet, deve ser confrontada com outras características, tais como extensão do reservatório aquífero, espessuras saturadas e regime de chuvas, para se obter uma idéia mais realista da potencialidade aquífera e da produtividade das captações na área de interesse.

### Referências

- ATKINSON, L. C. et al. New insight into the step-drawdown test in fractured-rock aquifers, **Applied Hydrogeology**, v.2, n.1, p.9-18, 1994.
- BEAR, J. **Dynamics of Fluids in Porous Media**. New York: American Elsevier, 1972.
- \_\_\_\_\_. **Hydraulics of Groundwater**. USA: McGraw Hill Book Company, 1979.
- BOULTON, N. S.. The flow pattern near a gravity well in a uniform water-bearing medium. **Journal of the Institution of Civil Engineers**, London, v. 36, p. 534-550, 1951.
- COOPER, H. H.; JACOB, C. E. A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well filed story. **Transactions American Geophysical**, v. 27. p. 526-534, 1946.
- COSTA, J. A. da; MORENO, E. F. **Manual de Métodos Cuantitativos en el Estudio de Aguas Subterráneas - Organización y Realización de Pruebas de Acuíferos, Métodos e Ejemplos**. 2. ed. Mexico: Centro Regional de Ayuda Técnica/ Agencia para el Desarrollo Internacional (A.I.D.), 1996.
- CUSTODIO, E. ; LLAMAS, M. R. **Hidrología Subterránea**. 2. ed., Barcelona: Ed. Omega, 1983
- DEGLEE, G. J. **On groundwater currents through draining by means of wells**. 1930. Thesis - Technische Hogeschool Delft, Delft, 1930.
- DEWIEST, R.J.M. **Geohydrology**. New York, John Wiley & Sons, 1965. 365p.
- DRISCOLL, F. C. **Groundwater and wells**. 2. ed., Minnesota: Johnson Division, 1986.
- DOMENICO, P. A.; SCHWARTZ. **Physical and Chemical Hydrogeology**. New York: John Wiley & Sons, 1990.
- FEITOSA, E. C. **Parecer sobre as Causas do Aprofundamento dos Níveis de Bombeamento em Mossoró**. Natal, SERHID/RN - Secretaria de Recursos Hídricos do Rio Grande do Norte, 1997.
- FEITOSA, E. C. et. al. **O Aquífero Cabeças no Vale do Gurguéia: atualização dos conhecimentos - Relatório Final**. Recife: UFPE / ATEPE / DNOCS, 1990. 3 v.

- FEITOSA, F. A. C. **Estudo Hidrogeológico do Aquífero Cabeças no Médio Vale do Rio Gurguéia/PI**. 1990. Dissertação (Mestrado em Geociências) Departamento de Geologia-Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 1990.
- FEITOSA, F. A. C. **Testes de Bombeamento em Poços Tubulares**. Belo Horizonte: ABAS, 2008. 117 p. Curso Técnico/ Apostila.
- FEITOSA, F. A. C.; MANOEL FILHO, J. (Coord.) **Hidrogeologia: conceitos e aplicações**. Fortaleza, 2. ed. CPRM-LABHID, 2000. 391 p.
- FEITOSA, F. A. C.; DEMETRIO, J. G. A. Hidráulica de Poços. In: GONÇALES, V. G. ; GIAMPÁ, C. E. Q. (Ed.) **Águas subterrâneas e poços tubulares profundos**. São Paulo, 2006. Cap. 11, p. 305 - 351.
- FETTER, C. W. **Applied Hydrogeology**. 3. ed. New York: Macmillan Publishing Company, 1994.
- FORCHHEIMER, P. **Hydraulik**. Berlin: B.G. Teubner Verlagsgesellschaft, 1930.
- FREEZE, R. A.; CHERRY, J. A. **Groundwater**. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall, 1979.
- HANTUSH, M. S. **Hydraulics of Wells**. In: ADVANCES IN HYDROSCIENCE, New York, V. T. Chow, 1964.
- \_\_\_\_\_. Analysis of data from pumping tests in leaky aquifers. **Transactions American Geophysical Union**, v. 37 n. 6, p. 702-714, 1956.
- HANTUSH, M. S.; JACOB, C. E. Non-steady radial flow in an infinite leaky aquifer. **Transactions American Geophysical Union**, v. 36, n. 1, p. 95-100, 1966.
- HUISMAN, L. **Groundwater Recovery**. New York: The Macmillan Press, 1975.
- JACOB, C. E. On the flow of water in an elastic artesian aquifer. **Transactions American Geophysical Union**, pt. 2, p. 574-586, 1940.
- \_\_\_\_\_. Correlation of groundwater levels and precipitation on Long Island, N.Y. **Water Power and Control Comm. Bull.** GW-14, 1945.
- \_\_\_\_\_. Radial flow in a leaky artesian aquifer. **Transactions American Geophysical Union**, v. 27, n. 2, p.198-208, 1946.
- \_\_\_\_\_. Drawdown test to determine effective radius of artesian well. **Proceedings of the American Society of Civil Engineers**, v. 112, 1947
- KRUSEMAN, G. P.; DERIDDER, N. A. **Analysis and evaluation of pumping test data**. 2. ed. Netherlands, International Institute for Land Reclamation and Improvement Wageningen, 1970.
- LOHMAN, S. W. **Hidraulica Subterranea**. Barcelona: Editorial Ariel, 1977
- LENNOX, D. H.. Analysis and application of step-drawdown tests. **Journal of the Hydraulics Division**, v. 92, n. HY6. p. 25-48, 1966.
- MANOEL FILHO, J. **Elementos de hidrogeologia prática**. 2. ed, Recife: SUDENE, 1972. (Hidrogeologia, 13)
- MARTINEZ, M. V. ; LOPEZ, A. I. **Poços e aquíferos: técnicas de evaluación mediante ensayos de bombeo**. Madrid: Instituto Geologico y Minero de Espana, 1984.
- NORRIS, S. E. Change in drawdown caused by enlarging a well in a dolomite aquifer. **Ground water**, v. 14, n. 4, p.191-193, 1976.
- POLUBARINOVA-KOCHINA, P. Ya. **Theory of groundwater movement**. Princeton Univ. Press, Princeton, N. J. 1962. Original em Russo, Gostekhizdat, Moscow, 1952;
- PORCHET, M. Essai sur une méthode de détermination du débit d'un puits. **Ministère de l'Agriculture, Dir. Gén. Eaux et Forêts, Paris, Ann.** n. 56, 307-323, 1926.
- SÃO PAULO (Estado) - INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. **Manual de métodos para interpretação de ensaios de aquíferos**. São Paulo, 1988. 259 p. Relatório Técnico n. 25.699.
- THEIS, C. V. The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage. **Transactions American Geophysical Union**, 1935. 16th Ann. Meeting, part 2.
- THIEM, A. Die ergiebigkeit artesischer bohrlocher, schachtbrunnen, und filtergallerien. **J. Gasbeleuchtung Wasserversorgung**, Munich: v. 14, 1870.
- THIEM, G. **Hydrologische Methody** Leipzig: 1906. 56 p.
- TODD, D. K.. **Groundwater hidrology**. 2. ed. California: John Wiley, 1960.
- TOLMAN, C. F. **Ground water**. New York: McGraw Hill, 1937. 593p.
- WALTON, W. C. **Groundwater resource evaluation**. Kogakusha: McGraw - Will, LTD, 1970.
- \_\_\_\_\_. **Selected analytical methods for well and aquifer evaluation**. Illinois Statewater Survey, Urbana, 1962. p. 81.

## Anexos

### Anexo 6.7.1 Cálculo dos Parâmetros B, C e n

#### Dedução da Equação Fundamental

A clássica equação:

$$s_p = BQ + CQ^n \quad (\text{A.1.1})$$

para o rebaixamento em um poço bombeado com vazão constante  $Q$ , foi estabelecida por Rorabaugh (1953) como uma generalização da fórmula mais simples:

$$s_p = BQ + CQ^2 \quad (\text{A.1.2})$$

desenvolvida por Jacob (1947) para o rebaixamento total produzido em um poço bombeado em aquífero confinado. Quanto aos termos que aparecem no segundo membro dessas equações, o primeiro (linear), corresponde às perdas devidas ao fluxo laminar e o segundo (não linear) representa perdas causadas pelo fluxo não laminar. E ainda,  $Q$  é igual a vazão constante, bombeada no poço [ $L^3/T$ ],  $B$  é igual a coeficiente de perdas laminares [ $T/L^2$ ],  $C$  é igual a coeficiente de perdas turbulentas, de dimensão [ $T^2/L^5$ ] na equação (A.1.2) e de dimensão [ $T^n/L^{3n-1}$ ] na equação (A.1.1).

Na equação (A.1.1) os coeficientes  $B$  e  $C$  assumem valores diferentes com o tempo. Se houver necessidade de investigar o comportamento desses coeficientes com o tempo, a equação (A.1.2) deve ser escrita:

$$s_p(t) = B(t)Q + C(t)Q^n \quad (\text{A.1.3})$$

No caso, porém, interessa conhecer o parâmetro  $n$  e os coeficientes  $B$  e  $C$  para um tempo determinado, a partir de três etapas de teste de mesma duração  $\Delta t$ , com vazões diferentes,  $Q_1 < Q_2 < Q_3$ , constantes em cada etapa. Isso leva a escrever a equação (A.1.3), para cada uma das etapas de bombeamento (excluindo os argumentos das variáveis com o tempo), sob a forma do seguinte sistema:

$$\begin{aligned} s_{p1} &= BQ_1 + CQ_1^n \\ s_{p2} &= BQ_2 + CQ_2^n \\ s_{p3} &= BQ_3 + CQ_3^n \end{aligned} \quad (\text{A.1.4})$$

Para eliminar  $B$  do sistema (A.1.4), trabalha-se com os rebaixamentos específicos de cada etapa de teste e obtém-se o sistema (A.1.5):

$$\begin{aligned} \frac{s_{p1}}{Q_1} &= B + CQ_1^{n-1} \\ \frac{s_{p2}}{Q_2} &= B + CQ_2^{n-1} \\ \frac{s_{p3}}{Q_3} &= B + CQ_3^{n-1} \end{aligned} \quad (\text{A.1.5})$$

Por hipótese:

$$Q_1 < Q_2 < Q_3$$

No sistema (A.1.5), subtraindo a segunda da primeira equação, a terceira da segunda e a terceira da primeira, obtemos o sistema (A.1.6), no qual não mais aparece o parâmetro  $B$ :

$$\begin{aligned} \frac{s_{p2}}{Q_2} - \frac{s_{p1}}{Q_1} &= CQ_2^{n-1} - CQ_1^{n-1} \\ \frac{s_{p3}}{Q_3} - \frac{s_{p2}}{Q_2} &= CQ_3^{n-1} - CQ_2^{n-1} \\ \frac{s_{p3}}{Q_3} - \frac{s_{p1}}{Q_1} &= CQ_3^{n-1} - CQ_1^{n-1} \end{aligned} \quad (\text{A.1.6})$$

Para eliminar o coeficiente  $C$ , divide-se, no sistema (A.1.6), a diferença entre a terceira e a primeira equações, pela diferença entre a terceira e a segunda equações, o que conduz à equação (A.1.7), na qual a única incógnita é o expoente  $n$ .

$$M = \frac{\left(\frac{s_{p3}}{Q_3} - \frac{s_{p1}}{Q_1}\right) - \left(\frac{s_{p2}}{Q_2} - \frac{s_{p1}}{Q_1}\right)}{\left(\frac{s_{p3}}{Q_3} - \frac{s_{p1}}{Q_1}\right) - \left(\frac{s_{p3}}{Q_3} - \frac{s_{p2}}{Q_2}\right)} = \frac{Q_3^{n-1} - Q_2^{n-1}}{Q_2^{n-1} - Q_1^{n-1}} \quad (\text{A.1.7})$$

Ou seja:

$$\begin{aligned} MQ_2^{n-1} - MQ_1^{n-1} &= Q_3^{n-1} - Q_2^{n-1} \\ (M+1)Q_2^{n-1} - MQ_1^{n-1} - Q_3^{n-1} &= 0 \end{aligned} \quad (\text{A.1.8})$$

Dividindo (A.1.8) por  $Q_1^{n-1}$ :

$$(M+1)\left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{n-1} - M - \left(\frac{Q_3}{Q_1}\right)^{n-1} = 0 \quad (\text{A.1.9})$$

Por hipótese

$$\frac{Q_3}{Q_1} > \frac{Q_2}{Q_1}$$

O que permite fazer:

$$\log\left(\frac{Q_3}{Q_1}\right) = K \log\left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)$$

Assim o valor do parâmetro  $K$  fica determinado pela equação (A.1.10)

$$K = \log\left(\frac{Q_3}{Q_1}\right) / \log\left(\frac{Q_2}{Q_1}\right) \quad (\text{A.1.10})$$

Fazendo a substituição proposta na forma da equação (A.1.10), em (A.1.9), obtém-se:

$$(M+1)\left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{n-1} - M - \left[\left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{n-1}\right]^K = 0 \quad (\text{A.1.11})$$

Fazendo, em (A.1.11)

$$(Q_2 / Q_1)^{n-1} = Z \tag{A.1.12}$$

Chega-se à equação (A.1.13), cuja solução fornece por iteração o parâmetro **Z**, a partir do qual encontra-se facilmente o expoente **n** usando a equação (A.15).

$$Z^K - (M+1)Z + M = 0 \tag{A.1.13}$$

Da equação (A.1.13), usando logaritmos, obtém-se:

$$\log Z = (n-1)\log(Q_2 / Q_1)$$

e finalmente calcula-se **n** usando:

$$n = \frac{\log Z}{\log \frac{Q_2}{Q_1}} + 1 \tag{A.1.14}$$

O coeficiente **C** é obtido somando membro a membro as equações do sistema (A.1.6), o que conduz à equação (A.1.15):

$$\frac{\left(\frac{s_{p2}}{Q_2} - \frac{s_{p1}}{Q_1}\right) + \left(\frac{s_{p3}}{Q_3} - \frac{s_{p2}}{Q_2}\right) + \left(\frac{s_{p3}}{Q_3} - \frac{s_{p1}}{Q_1}\right)}{\left(Q_2^{n-1} - Q_1^{n-1}\right) + \left(Q_3^{n-1} - Q_2^{n-1}\right) + \left(Q_3^{n-1} - Q_1^{n-1}\right)} = C \tag{A.1.15}$$

O coeficiente **B** é obtido somando membro a membro as equações do sistema (A.1.5), o que leva à equação (A.1.16):

$$B = \frac{1}{3} \left[ \frac{s_{p1}}{Q_1} + \frac{s_{p2}}{Q_2} + \frac{s_{p3}}{Q_3} - C(Q_1^{n-1} + Q_2^{n-1} + Q_3^{n-1}) \right] \tag{A.1.16}$$

### Anexo 6.7.2 Código do Algoritmo Computacional

Os parâmetros **B**, **C** e **n** podem ser calculados usando o código a seguir, escrito em Visual Basic Excel.

```
Option Explicit

Sub CQN()
' =====
' Macro CQN - ANALISE DE TESTES EM 3 etapas: PERDAS SINGULARES
' AUTOR: João Manoel Filho original asyst(12.04.01) v.2 abr 2001
' CONVERSÃO para Visual Basic Excel em (27.04.08) v.3 abr 2008

' DADOS DE ENTRADA NAS COLUNAS A,B,C
' Linha 1 cabeçalho: A1=Tempo(h); B1=Vazão m3/h ; C1=Rebaixamento(m)
' Linhas 2 a 4: valores (obtidos em cada etapa de bombeamento):
'     Tempo na coluna A;
'     Vazão na coluna B;
'     Rebaixamento na coluna C.
' =====
' DECLARAÇÕES
Dim i As Integer, maxiter As Integer
Dim x1 As Double, x2 As Double, x3 As Double, zz As Double
Dim q1 As Double, q2 As Double, q3 As Double
Dim s1 As Double, s2 As Double, s3 As Double
Dim eme As Double, ene As Double, ka As Double
Dim a1 As Double, a2 As Double, a3 As Double
Dim rs1 As Double, rs2 As Double, rs3 As Double
Dim bb As Double, cc As Double
' ATRIBUIÇÕES
maxiter = 100
' CABEÇALHO DE SAÍDA
Cells(1, 4) = "B"
Cells(1, 5) = "C"
Cells(1, 6) = "n"
Cells(1, 7) = "M"
Cells(1, 8) = "K"
Cells(1, 9) = "s/Q"
Cells(1, 10) = "sp calc"
Cells(1, 11) = "%Erro"
Worksheets(1).Activate
' Leitura dos dados
q1 = Cells(2, 2).Value
```



```

q2 = Cells(3, 2).Value
q3 = Cells(4, 2).Value
s1 = Cells(2, 3).Value
s2 = Cells(3, 3).Value
s3 = Cells(4, 3).Value
' Verifica a consistência dos dados
rs1 = s1 / q1
rs2 = s2 / q2
rs3 = s3 / q3
If (rs1 >= rs2 Or rs2 >= rs3) Then
    Beep
    MsgBox "Dados inconsistentes: Respeite a condição s1/q1 < s2/q2 < s3/q3"
End If
Cells(2, 9) = rs1
Cells(3, 9) = rs2
Cells(4, 9) = rs3
' Parâmetro M
a1 = (s3 / q3 - s1 / q1) - (s2 / q2 - s1 / q1)
a2 = (s3 / q3 - s1 / q1) - (s3 / q3 - s2 / q2)
eme = (a1 / a2)
Cells(2, 7) = eme
' Parâmetro K
ka = Log(q3 / q1) / Log(q2 / q1)
Cells(2, 8) = ka
' Raiz da equação
' Ponto inicial próximo de Q2/Q1
x1 = q2 / q1
' Incremento de busca
x3 = 0.1
For i = 1 To maxiter
    x2 = x1 + x3
    a1 = Fz(x1, ka, eme)
    a2 = Fz(x2, ka, eme)
    If (a1 * a2 < 0) Then
        If (x3 < 0.00001) Then
            GoTo 10
        Else
            x3 = x3 * 0.1
        End If
    Else
        x1 = x2
    End If
Next i
10 zz = x1
' Parâmetro n
ene = Log(zz) / Log(q2/q1) + 1
Cells(2, 6) = ene
' Parâmetro C
a1 = (s2/q2-s1/q1)+(s3/q3-s2/q2)+(s3/q3-s1/q1)
a2 = (q2 ^ (ene-1)-q1 ^ (ene-1))+(q3 ^ (ene-1)-q2 ^ (ene-1))+(q3 ^ (ene-1)-q1 ^ (ene-1))
cc = a1/a2
Cells(2, 5) = cc
' Parâmetro B
a1 = (s1 / q1) + (s2 / q2) + (s3 / q3)
a2 = q1 ^ (ene - 1) + q2 ^ (ene - 1) + q3 ^ (ene - 1)
bb = (a1 - cc * a2) / 3
Cells(2, 4) = bb

```

```

' Resultados
Cells(2, 10) = bb * q1 + cc * (q1 ^ ene)
Cells(3, 10) = bb * q2 + cc * (q2 ^ ene)
Cells(4, 10) = bb * q3 + cc * (q3 ^ ene)
' Erro = (obs-cal)/obs
Cells(2, 11) = ((s1 - Cells(2, 10).Value) / s1) * 100
Cells(3, 11) = ((s2 - Cells(3, 10).Value) / s2) * 100
Cells(4, 11) = ((s3 - Cells(4, 10).Value) / s3) * 100
End Sub

Function Fz(x, ka, eme)
    Fz = x ^ ka - (eme + 1) * x + eme
End Function
    
```

### Anexo 6.7.3 Passo a Passo da Implementação

1. Abra uma planilha em branco no Excel;
2. Menu Ferramentas → Macro;
3. Na caixa de texto da janela Macro, digite o **Nome da Macro**: CQN → Criar;
4. No espaço entre as instruções Sub CQN() e End Sub, que o Visual Basic antecipa para você, digite o código acima fornecido;
5. Alt+F11 para sair do Visual Basic e voltar à planilha Excel;

6. Para testar o programa, introduza a seguinte tabela de dados:

	A	B	C
	Tempo (h)	Vazão (m³/h)	Rebaixamento (m)
1	4.00	1.65	3.74
2	4.00	1.72	3.93
3	4.00	3.79	10.71

7. Salve e Teste a sua macro usando:  
Ferramentas → Macro → Macros → Executar
8. Os resultados abaixo devem ser obtidos:

t (horas)	Q (m³/h)	s <sub>p</sub> (m)	B	C	n	M	K	s/Q	s <sub>p</sub> calc	%Erro
4.00	1.65	3.74	1.841163	0.256724	2.00898	29.69601	20.0147	2.266667	3.74	1.88E-06
4.00	1.72	3.93						2.284884	3.93	-3.7E-06
4.00	3.79	10.71						2.825858	10.71	1.51E-06

## Capítulo 6.8

## SISTEMAS DE BOMBEAMENTO

Alex Maurício Araújo  
Jaime J. da Silva Pereira Cabral

## 6.8.1 Introdução

A função de uma bomba hidráulica é transmitir energia mecânica ou hidráulica a um líquido para a realização de um trabalho ou elevá-lo a uma cota mais alta, aumentando sua pressão ou aumentando sua velocidade. Os sistemas de bombeamento recebem energia elétrica, solar, eólica ou mesmo energia dos músculos dos homens ou animais e transformam esta energia para o movimento da água.

É dado estatístico conhecido que cerca de um terço da energia consumida nos EUA é utilizado pelo setor industrial. Estima-se que 40 a 50% da energia industrial são usadas para o acionamento de máquinas operatrizes ou geratrizes de fluidos. Estas quantidades indicam, de modo claro, que o projeto adequado, a construção, a seleção e as aplicações de máquinas como bombas, ventiladores, sopradores e compressores podem desempenhar um papel significativo do ponto de vista econômico. O projeto das máquinas atuais envolve variados conhecimentos técnicos especializados como mecânica dos fluidos, hidráulica, materiais, mancais, solos, vibrações etc. A engenharia de aplicações requer larga experiência teórica e, principalmente, prática, advinda de trabalhos no campo com técnicos especializados e de formação variadas.

Os antigos egípcios, cerca de 3.000 a.C., já construíam tipos rudimentares de elevação de água para os canais de irrigação utilizando pequenos potes amarrados a uma corda sem-fim, rodando continuamente, de modo que os potes sempre subiam cheios de água e eram despejados numa calha coletora. Este dispositivo, chamado de Nora, também utilizado pelos persas (citado em algumas referências como “poço persa”), ainda pode ser encontrado, adaptado para o bombeamento de poços, em alguns locais pouco desenvolvidos (figura 6.8.1). Os gregos deram um novo impulso ao conhecimento da mecânica da água e Arquimedes idealizou um dispositivo tipo parafuso que, ao ser girado, conseguia elevar a água. Posteriormente, a partir do século XVI, outros avanços foram obtidos com os trabalhos de Leonardo da Vinci, Pascal, Torricelli, Bernoulli e outros. No fim do século XVI, foram construídas as primeiras bombas de pistões

para abastecimento d'água das cidades de Londres e Paris. Por sua vez, a construção da primeira bomba centrífuga é atribuída a Denis Papin, em 1689. O estudo e a fabricação de bombas passou a ter grande impulso a partir da segunda metade do século XIX, a partir da Revolução Industrial, que ofereceu condições para aprimorar a fabricação, bem como aumentou a demanda por bombas com melhor eficiência.

Atualmente, existe uma grande diversidade de bombas para atender uma grande faixa de vazões e diferentes tipos de uso. No presente capítulo não será enfocada a parte de projetos, sendo apresentados, apenas, os aspectos considerados mais importantes para a aplicação das bombas visando à exploração das águas subterrâneas.

## 6.8.2 Conceitos Básicos

A energia mecânica de um líquido é composta de três parcelas: a energia potencial gravitacional, que depende da cota em que o líquido se encontra, a energia de pressão e a energia de velocidade ou energia cinética (figura 6.8.2). A clássica equação de Bernoulli (capítulo 2.1) relaciona estas três modalidades de energia num balanço energético em que elas podem ser apresentadas dimensionalmente como parcelas de energia por unidade de peso do líquido.



Figura 6.8.1 - Nora para bombeamento de poços (Foto: <http://rebolosa.blogs.sapo.pt/39877.html>).

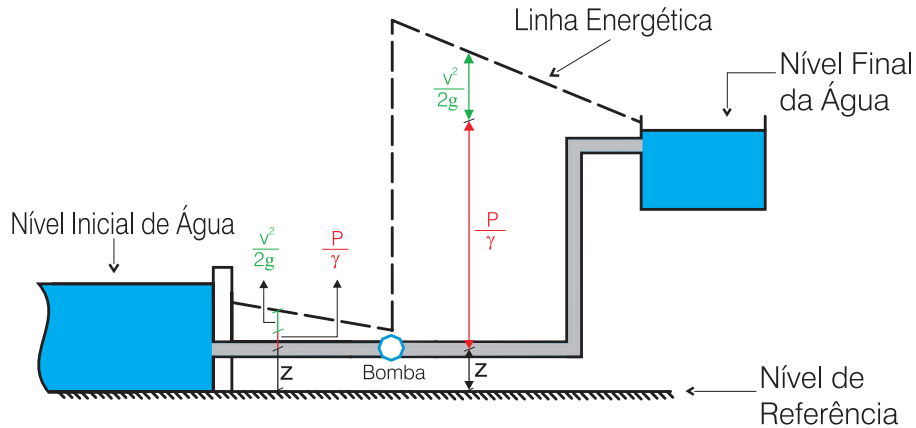


Figura 6.8.2 - A energia mecânica total é a soma da energia de posição, da energia de pressão e da energia cinética.

$$\frac{\text{Energia potencial gravitacional}}{\text{peso}} = \frac{mgz}{mg} = z \quad (6.8.1)$$

$$\frac{\text{Energia cinética}}{\text{peso}} = \frac{\frac{1}{2}mv^2}{mg} = \frac{v^2}{2g} \quad (6.8.2)$$

$$\frac{\text{Energia de pressão}}{\text{peso}} = \frac{p \cdot V}{mg} = \frac{p}{\rho \cdot g} \text{ ou } \frac{p}{\gamma} \quad (6.8.3)$$

onde,  $z$  é a cota (altura em relação a um nível de referência),  $v$  é a velocidade de fluxo,  $p$  é a pressão,  $\rho$  é a massa específica (massa sobre volume),  $\gamma$  é o peso específico (peso sobre volume) e  $g$  é a aceleração da gravidade ( $9,8 \text{ m/s}^2$ ).

Logo, a energia mecânica total por unidade de peso é dada por:

$$\frac{E}{\text{peso}} = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \quad (6.8.4)$$

As parcelas da energia podem ser transformadas de um tipo em outro. Devido à melhor eficiência energética no processo de conversão, geralmente as bombas aumentam as parcelas de pressão para obter, posteriormente, a elevação do nível de água.

### Perda de Carga

Quando um líquido está em repouso em relação a um referencial fixo à Terra, o nível de todos os pontos da superfície permanece o mesmo. Esta constatação pode ser observada no famoso princípio **dos vasos comunicantes**, ilustrado na figura 6.8.3.

No entanto, quando as partículas de um fluido estão em movimento relativo, passa a ocorrer perda de energia mecânica, devido a dissipações produzidas pelo atrito viscoso do líquido, decorrente dos efeitos de atrito nas paredes e pelos choques e turbulência das partículas fluidas em escoamento. Portanto, se colocarmos dois piezômetros ao longo de uma tubulação onde está havendo escoamento,

o nível será diferente nos dois piezômetros, devido às perdas existentes no percurso (figura 6.8.4). Chama-se de perda de carga a dissipação de energia por unidade de peso, ou seja:

$$\Delta h = \frac{E_{\text{inicial}}}{\text{peso}} - \frac{E_{\text{final}}}{\text{peso}} \quad (6.8.5)$$

onde  $\Delta h$  é a perda de carga.

A perda de carga é geralmente expressa em metros e pode ser entendida como uma altura adicional que o líquido precisa superar. Na escolha da bomba hidráulica, principal componente dos sistemas de bombeamento, devemos dimensioná-la de modo que consiga vencer o desnível pretendido e vencer as perdas de carga associadas.

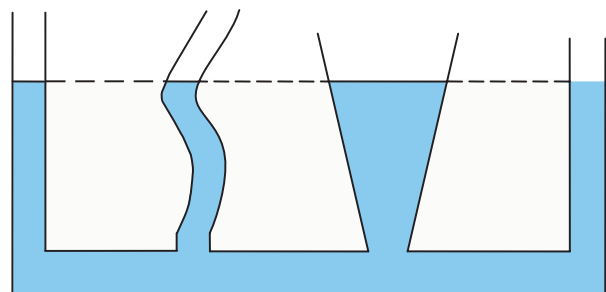


Figura 6.8.3 - Princípio dos vasos comunicantes (líquido estacionário).

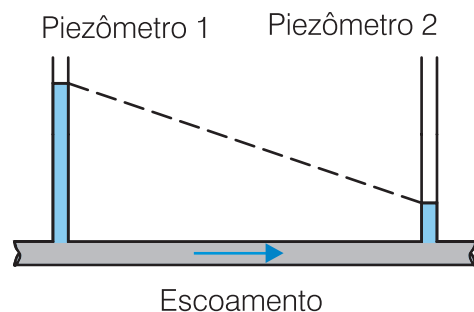


Figura 6.8.4 - Para líquido em escoamento, o nível nos piezômetros vai decrescendo ao longo do escoamento devido às perdas de carga.

### Cálculo da Perda de Carga

Costuma-se classificar as perdas de carga em localizadas e distribuídas. Perdas localizadas ocorrem nas conexões (também chamadas de singularidades) como, por exemplo, curvas, válvula de retenção, registros etc. Perdas distribuídas ocorrem ao longo de tubulações. No final dos cálculos de avaliação das perdas, os valores obtidos para os dois tipos de perda devem ser somados.

**Cálculo das Perdas Localizadas** - para cálculo das perdas localizadas, pode-se usar a fórmula de Borda:

$$\Delta h = k_a \frac{v^2}{2g} \quad (6.8.6)$$

onde  $k_a$  é um coeficiente obtido em laboratório para cada tipo de conexão ou peça.

Na tabela 6.8.1 são apresentados valores de  $k_a$  para as conexões e peças mais utilizadas no bombeamento de água. Outra maneira de calcular a perda localizada é utilizar comprimentos equivalentes, ou seja, associa-se a cada singularidade um comprimento de tubulação que possui a mesma perda de carga. No final, soma-se os comprimentos equivalentes das conexões com o comprimento real da tubulação.

**Cálculo das Perdas Distribuídas** - Para cálculo das perdas de carga distribuídas, existem diversas fórmulas. Uma das mais utilizadas é a fórmula de Darcy & Weissbach, também chamada de fórmula universal.

$$\Delta h = F \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (6.8.7)$$

onde,  $F$  é o coeficiente de atrito,  $L$  é o comprimento do tubo e  $D$  é o diâmetro do tubo.

Para a estimativa de  $F$  utiliza-se o ábaco de Moody (capítulo 6, figura 6.6.5), que é baseado nos trabalhos de Nikuradse (1932) e White & Colebrook (1939). Na utilização do ábaco de Moody é necessário utilizar valores do número de Reynolds,  $Re$ , e da rugosidade relativa,  $R_r$ , reproduzidas a seguir:

Conexão ou Peça	Valor de $k_a$
Cotovelo 90°	0,90
Curva suave 90°	0,40
Curva 45°	0,20
Crivo	0,75
Válvula de pé	1,75
Válvula de retenção	2,50
Registro de gaveta aberto	0,20
Registro de globo aberto	10,00

Tabela 6.8.1 - Perdas de carga em conexões e peças.

$$Re = \frac{\rho \cdot v \cdot D}{\mu} = \frac{v \cdot D}{\nu} \quad e \quad R_r = \frac{\epsilon}{D}$$

onde,  $\rho$  é a massa específica da água (998 kg/m<sup>3</sup>),  $\mu$  é a viscosidade absoluta da água (10<sup>-3</sup> kg/m.s na temperatura de 20°C),  $\nu$  é a viscosidade cinemática da água (10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s) e  $\epsilon$  é a rugosidade absoluta do material do tubo (ferro fundido novo,  $\epsilon = 0,50$  mm, ferro fundido velho,  $\epsilon = 3$  mm, PVC,  $\epsilon = 0,06$  mm).

Marca-se o valor do número de Reynolds no eixo horizontal, e levanta-se uma vertical neste ponto até encontrar a curva de rugosidade relativa correspondente ao valor calculado. A partir deste ponto procura-se o valor de  $F$  no eixo vertical da esquerda.

Existem muitas fórmulas empíricas para o cálculo de perdas de carga em tubulações de água, que ainda são bastante utilizadas por muitos projetistas, sendo as mais usadas mostradas a seguir.

**Fórmula de Hazen-Williams**, para água fria e diâmetros acima de 2" (50 mm):

$$v = 0,355 \cdot C \cdot D^{0,63} \left( \frac{\Delta h}{L} \right)^{0,54} \quad (6.8.8)$$

onde,  $C$  é uma constante que depende do material do tubo. Os valores mais comuns de  $C$  são: ferro galvanizado (125), ferro fundido novo (130), ferro fundido velho (90), PVC (140).

**Fórmula de Fair-Whipple-Hsiao**, para diâmetros menores que 4" (100 mm).

Para cano de ferro galvanizado:

$$Q = 27,113 \left( \frac{\Delta h}{L} \right)^{0,532} \cdot D^{2,596} \quad (6.8.9)$$

Para cano de cobre ou latão com água fria:

$$Q = 55,934 \left( \frac{\Delta h}{L} \right)^{0,57} \cdot D^{2,71} \quad (6.8.10)$$

Para cano de cobre ou latão com água quente:

$$Q = 63,281 \left( \frac{h}{l} \right)^{0,57} \cdot D^{2,71} \quad (6.8.11)$$

**Fórmula de Flamant:**

$$\frac{D}{4} \cdot \frac{\Delta h}{L} = b \sqrt{\frac{v^7}{D}} \quad (6.8.12)$$

onde,  $b$  é uma constante que depende do material do tubo. Os valores mais comuns de  $b$  são: ferro (0,00023), ferro novo (0,000185), PVC (0,000135).

### Altura Máxima de Sucção

Para poços onde o nível dinâmico encontra-se em pouca profundidade, pode ser utilizada a bomba na superfície do solo, de modo que a tubulação que leva

a água do poço até a bomba trabalha como conduto de sucção (figura 6.8.5), portanto, com pressão menor do que a atmosférica. Teoricamente, a máxima altura de sucção é de 10,3 m. Esta limitação corresponde à variação entre a pressão atmosférica ao nível médio do mar e o vácuo dentro da tubulação de sucção. Na prática, devido às perdas, a altura limite de sucção fica em torno de 6,5 m.

Recentemente, foi lançada no mercado, uma bomba que os fabricantes chamam de auto-aspirante. Esta bomba inclui um tubo venturi e uma válvula de retenção junto à bomba, o que consegue melhorar bastante sua performance. Com a bomba auto-aspirante é possível obter alturas de sucção de cerca de 8,0 metros (podendo a altura manométrica de sucção chegar a 9,0 metros).

Estes valores de altura máxima de sucção referem-se às bombas instaladas ao nível do mar. Em locais de maior altitude, a pressão atmosférica sofre uma redução e, conseqüentemente, a altura de sucção é menor. A uma altitude de 1.000 metros, e.g., a pressão atmosférica é de 0,88 atmosfera e a altura máxima de sucção é reduzida cerca de 1,20 m em relação aos valores informados anteriormente.

Para a bomba de sucção trabalhar adequadamente, o tubo de sucção precisa estar cheio de água evitando a entrada de ar externo. Para isto, coloca-se uma válvula de pé na extremidade inferior do tubo e realiza-se a escorva da bomba (colocação de água no cano de sucção).

Quando o nível dinâmico estiver abaixo da altura limite de sucção não dá para usar mais a bomba de sucção. É preciso escolher outra opção e pode-se, nesses casos, utilizar bomba injetora ou bomba submersa.

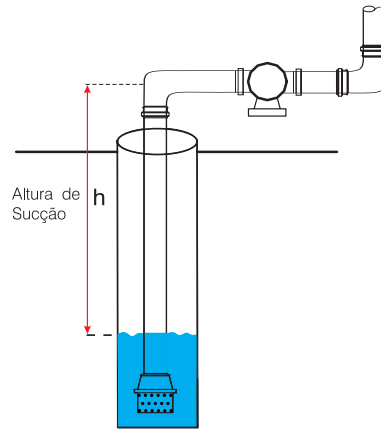
### Cavitação

Quando dentro de uma tubulação ou equipamento, a pressão absoluta do local baixar até atingir a pressão de vapor da água na temperatura em que esta se encontra, o líquido começa a sofrer uma vaporização intensa, podendo causar alguns problemas. Este fenômeno, chamado de cavitação, forma cavidades de vapor dentro da massa líquida, que, em seguida, entram em colapso ao passar para locais de pressão mais alta. A contínua formação de bolhas e seu colapso produzem vibração, ruído e pode causar desgaste nos materiais.

Para evitar cavitação, é importante que sejam evitados locais dentro dos equipamentos em que a pressão fique muito baixa. Para isto, quando do dimensionamento do projeto de bombeamento com sucção, é feito o cálculo do **NPSH**, conforme será visto a seguir.

### NPSH

**NPSH** é a sigla em inglês da expressão *Net Positive Suction Head*, que corresponde à carga hidráulica disponível de sucção acima da pressão de vapor.



**Figura 6.8.5** - Bomba de sucção colocada na superfície, para poços com nível dinâmico pouco profundo, mostrando a variação de cota **h**, utilizada no cálculo do **NPSH**.

A energia por unidade de peso pode ser descrita pela equação de Bernoulli (equação 6.8.4). Logo, teremos que a energia disponível na entrada da bomba, acima da pressão de vapor será:

$$\text{NPSH} = \frac{\text{Energia disponível}}{\text{peso}} = \frac{P_{\text{atm}}}{\gamma} - h - \Delta h - \frac{P_{\text{vapor}}}{\gamma} \quad (6.8.13)$$

onde, **h** é a variação de cota entre o nível dinâmico e a entrada da bomba (figura 6.8.5) e  $\Delta h$  é a perda de carga na tubulação de sucção.

Para evitar cavitação, o **NPSH** disponível no sistema deve ser maior que o **NPSH** requerido pela bomba. O valor do **NPSH** requerido pelas bombas são fornecidos pelos fabricante.

### Altura Manométrica

Quando desejamos bombear água até uma determinada altura, devemos fornecer ao líquido uma quantidade de energia que além de elevar seu nível, também deve vencer as perdas de cargas encontradas no percurso. Chama-se de altura manométrica o valor que corresponde à soma da altura geométrica com a altura correspondente às perdas de energia por unidade de peso (figura 6.8.6).

A altura manométrica de sucção ( $H_{MS}$ ) será obtida adicionando-se à altura geométrica de sucção ( $h_{gs}$ ), as perdas de carga ( $\Delta h_s$ ) e a energia cinética ( $v^2/2g$ ) correspondente ao movimento da água dentro da tubulação, desde sua posição no poço até a bomba (figura 6.8.6).

$$H_{MS} = h_{gs} + \Delta h_s + \frac{v^2}{2g} \quad (6.8.14)$$

A altura manométrica de recalque ( $H_{MR}$ ) será obtida através da soma da altura geométrica de recalque ( $h_{gr}$ ) com as perdas de carga de recalque que ocorre no trajeto da bomba até o ponto máximo de elevação da água ( $\Delta h_r$ ), conforme ilustrado na figura 6.8.6.

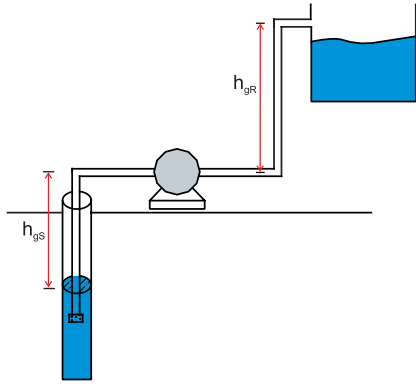


Figura 6.8.6 - Altura manométrica de sucção e de recalque.

$$H_{MR} = h_{gR} + \Delta h_R \quad (6.8.15)$$

A altura manométrica ( $H_M$ ) será a soma da altura manométrica de sucção ( $H_{MS}$ ) com a altura manométrica de recalque ( $H_{MR}$ ):

$$H_M = H_{MS} + H_{MR} \quad (6.8.16)$$

A equação da altura manométrica também pode ser expressa das seguintes formas:

$$H_M = h_{gS} + \Delta h_S + \frac{v^2}{2g} + h_{gR} + \Delta h_R \quad (6.8.17)$$

$$H_M = h_e + \Delta h_S + \Delta h_R + \frac{v^2}{2g} \quad (6.8.18)$$

onde,  $h_e$  é a altura de elevação (soma da altura de sucção com a altura de recalque).

Para dimensionamento de uma bomba, é necessário especificar qual a altura manométrica do sistema em que a mesma será utilizada.

### Potência da Bomba e Rendimento

Para elevarmos a água até a altura desejada, é preciso fornecer certa quantidade de energia mecânica, que será transformada em energia potencial gravitacional. Logo, a potência útil do sistema de bombeamento será:

$$Pot_u = \frac{\text{Energia potencial gravitacional}}{\text{Tempo}} = \frac{mgh}{t} = \frac{\rho V g H}{t} = \rho Q g H \quad (6.8.19)$$

onde,  $Pot_u$  é a potência útil e  $Q$  a vazão bombeada.

A potência, proveniente da energia elétrica ou de outra fonte de energia que será fornecida à bomba, deve ser maior que a potência útil, devido às perdas de energia no motor e na bomba. Chama-se de rendimento ( $Rd$ ) a relação entre a potência que o sistema de bombeamento recebe e a potência que ele fornece.

$$Rd = \frac{\text{Potência útil}}{\text{Potência recebida}} \quad (6.8.20)$$

Logo,

$$Pot = \frac{\rho Q g H}{Rd} \quad (6.8.21)$$

Quando o motor e a bomba são de fabricantes diferentes, não existe uma especificação definida para o rendimento do conjunto motor-bomba. Nestes casos, os rendimentos específicos da bomba e do motor são fornecidos pelos fabricantes e o rendimento do conjunto será obtido multiplicando-se os dois valores:

$$Rd = Rd_{motor} \times Rd_{bomba} \quad (6.8.22)$$

Os motores elétricos, geralmente, têm bom rendimento, ficando acima de 95%, enquanto que para as bombas os rendimentos variam entre 50%, para bombas pequenas, e cerca de 90%, para bombas grandes, considerando que sejam bem projetadas. A equação da potência pode ser utilizada com unidades do sistema internacional (SI) e a potência será obtida em Watt. No entanto, é mais comum especificar as potências de motores em CV ou HP, de acordo com a seguinte relação: 1CV = 735 watt e 1HP = 746 watt. Logo, a equação da potência pode ser escrita como:

$$Pot(CV) = \frac{\rho(kg/m^3) \cdot Q(m^3/s) \cdot g(m/s^2) \cdot H(m)}{735 \cdot Rd} \quad (6.8.23)$$

As bombas centrífugas apresentam um rendimento variável e a vazão fornecida depende da altura manométrica. Um gráfico típico da relação entre vazões e altura manométrica é apresentado na figura 6.8.7. Muitas vezes, os fabricantes oferecem bombas com diversos tipos de rotores e agrupam as performances de vários conjuntos no mesmo gráfico. Neste gráfico, costuma-se traçar as linhas de igual rendimento (iso-rendimento), conforme ilustrado na figura 6.8.8.

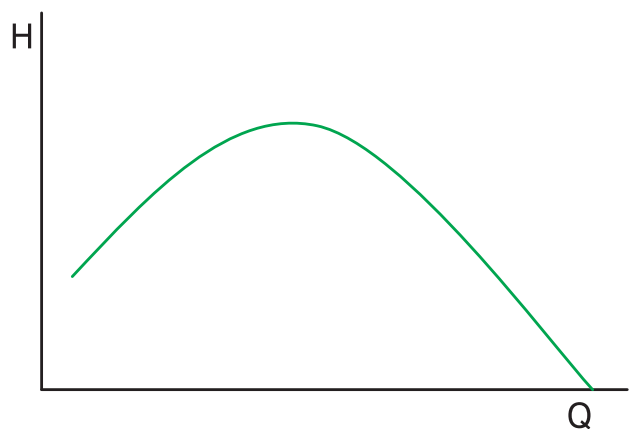
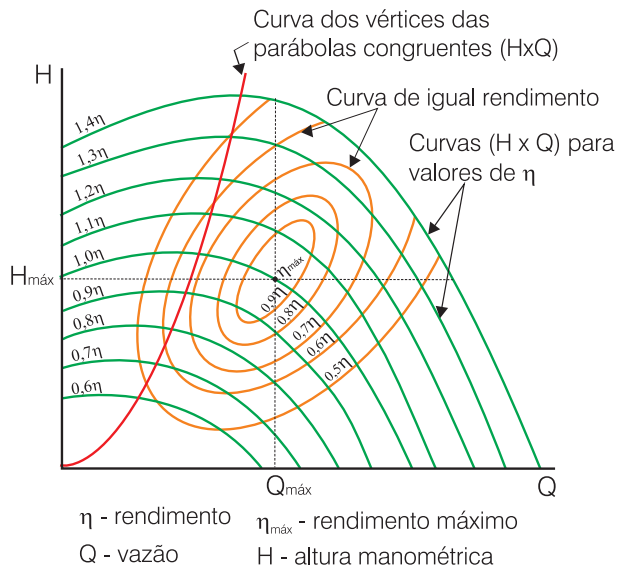


Figura 6.8.7 - Exemplo de curva característica de uma bomba centrífuga.



**Figura 6.8.8** - Exemplos de curvas características para uma família de rotores e linhas de iso-rendimento (modificado de Macintyre, 1980).

### 6.8.3 Tipos de Bombas

As bombas podem ser classificadas simplificada em duas categorias principais: as bombas de deslocamento positivo e as turbobombas. Na primeira categoria se enquadram as bombas alternativas e na segunda categoria enquadram-se as bombas centrífugas. Nas bombas de deslocamento positivo, o elemento propulsor transmite energia de pressão ao líquido e produz escoamento. Nas turbobombas, o rotor gira com alta velocidade e transmite energia cinética ao líquido. As bombas alternativas foram muito utilizadas no fim do século XIX e começo do século XX, mas foram sendo substituídas pelas bombas centrífugas devido, principalmente, às turbinas a vapor e aos motores elétricos. Atualmente, podem ser citadas algumas vantagens das bombas alternativas:

- sucção mais fácil;
- mais adequadas para altas pressões e baixas vazões;
- para fluidos muito viscosos;
- volume bombeado constante em cada ciclo, independente da altura manométrica;
- podem ser acionadas manualmente ou por energia eólica.

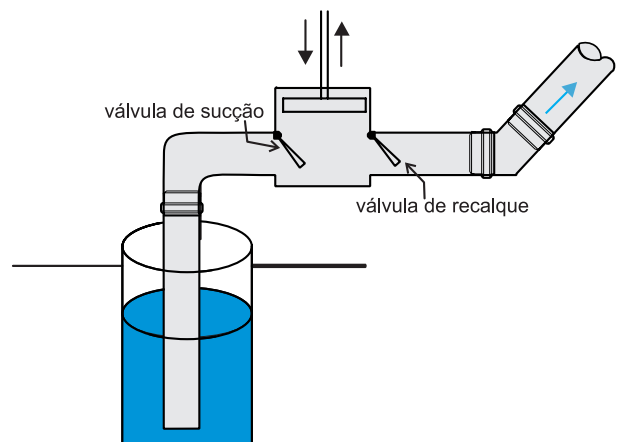
Por outro lado, as bombas centrífugas apresentam diversas vantagens:

- pouco espaço ocupado;
- pequeno peso;
- permitem controle fácil da vazão, com o uso de um registro;
- reduzida despesa de manutenção;
- menor consumo de energia elétrica.

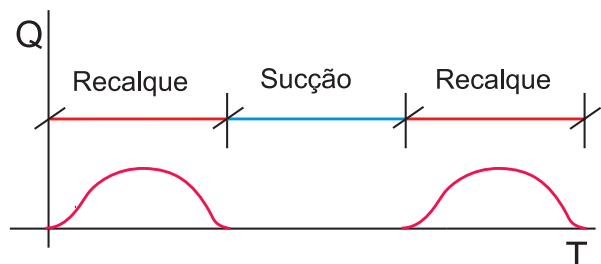
### Bombas Alternativas

Nas bombas alternativas, o movimento de um pistão ou êmbolo enche uma câmara cilíndrica e, devido a um fechamento e abertura de válvulas, o líquido é forçado a escoar (figura 6.8.9). A vazão de uma bomba alternativa é do tipo pulsante (figura 6.8.10).

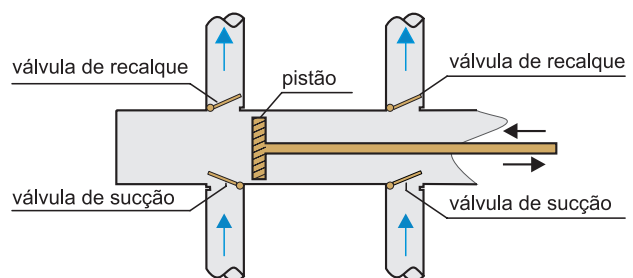
Quando se utilizam duas câmaras (figura 6.8.11), de modo que enquanto uma câmara está enchendo, a outra vai sendo esvaziada, o diagrama das vazões bombeadas passa a ser por pulsos consecutivos (figura 6.8.12). É possível agrupar mais câmaras, de modo a obter uma vazão quase uniforme no tempo.



**Figura 6.8.9** - Bomba alternativa com uma câmara.

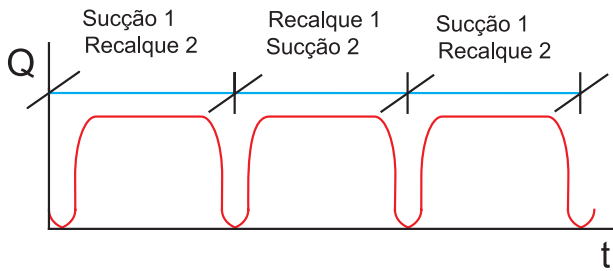


**Figura 6.8.10** - Vazão do tipo pulsante para bomba alternativa.



**Figura 6.8.11** - Bomba alternativa com duas câmaras e pistão de duplo efeito. Cada movimento do pistão aumenta a pressão de um lado e diminui a pressão do outro lado.





**Figura 6.8.12** - Vazão da bomba com 2 câmaras e pistão de duplo efeito.

## Bombas Centrífugas

São aquelas em que o aumento de pressão da água, necessário para a realização do trabalho de recalque, é obtido através da ação centrífuga do movimento de rotação da massa d'água fluindo por sua carcaça. O movimento de rotação é mantido pelo elemento girante, rotor, em regime permanente, devidamente acionado por meio de um motor. O motor força a água para a periferia da carcaça pela força centrífuga (recalque) e o vácuo parcial criado, em consequência, permite a pressão da água dentro do poço a induzir mais água para dentro da carcaça (sucção), mantendo-se o fluxo em regime permanente, enquanto perdurar o movimento do rotor e enquanto for possível a alimentação de água.

O rendimento de uma bomba centrífuga é função do tipo do rotor. O rotor do tipo fechado é encapado por um disco onde se fixam as pás e por coroa circular que pela sua abertura permite a admissão do líquido. A sua forma e o número das pás são determinados pelas condições de aplicação. A sua vantagem em relação aos outros tipos, aberto e semi-aberto, é o fato de não causar obstruções ao fluxo, porque não depende de folgas pequenas para sua operação.

A bomba centrífuga pura ou radial tem pás cilíndricas ou de simples curvatura, com geratrizes paralelas ao eixo do giro. Sua região inicial apresenta a forma de superfície de dupla curvatura, para atender à transição das trajetórias das partículas fluidas, da direção axial para a radial, minimizando a ocorrência de choques e turbulências excessivas. Este tipo de bomba centrífuga clássica tem grande utilização na maioria das instalações comuns de água, em que se precisa de relativamente pequenas vazões e pequenas, médias e grandes alturas de recalque. Para vazões grandes o rendimento desta bomba torna-se baixo, e suas dimensões necessárias crescem, tornando-as inviáveis para este tipo de aplicação. Nesses casos, são utilizadas as bombas de fluxo misto, em que a pressão é transferida ao líquido pela ação conjunta da força centrífuga e pela ação de sustentação ou propulsão das pás que, nesses casos, são de dupla curvatura.

Teoricamente, é possível ter-se uma bomba centrífuga pura com um único estágio para quaisquer condições propostas. Porém, as dimensões excessivas e os custos elevados, além de baixo rendimento, fazem com que os fabricantes não usem bombas de um estágio para grandes alturas de recalque. As bombas de múltiplos estágios consistem em fazer passar o líquido sucessivamente por dois ou mais rotores fixados ao mesmo eixo, convenientemente dispostos de forma a permitir esse escoamento. A passagem do líquido em cada rotor e difusor constitui um estágio na operação de bombeamento. O difusor de pás guias é disposto entre dois rotores consecutivos e podem ser fixados ou adaptáveis à carcaça. As bombas de estágios múltiplos são apropriadas para instalação de alta pressão, em que a altura total de recalque é teoricamente igual à soma das alturas parciais que seriam obtidas por meio de cada rotor componente (figura 6.8.13).

### Curva da Bomba

Para especificar uma bomba para um sistema, deve-se conhecer o seu aumento de pressão (altura de recalque), torque, requisito de potência e eficiência. Cada uma destas características é uma função da vazão. Estes dados de desempenho são obtidos em bancada de testes instrumentada para medir vazão, velocidade, torque absorvido e aumento de pressão. O teste é realizado de acordo com procedimento normatizado, onde medições são tomadas enquanto se varia a vazão de zero ao máximo. A potência absorvida pela máquina é determinada por um motor calibrado, ou calculada através da velocidade e do torque medidos. A eficiência é calculada através da relação entre a potência mecânica repassada ao fluido e a potência absorvida pela bomba. O padrão de fluxo dentro da bomba se altera com a vazão e velocidade,



**Figura 6.8.13** - Exemplos de tipos de bomba centrífuga: (a) monoestágio; (b) multiestágio (Fotos: internet)

o que influi no seu desempenho. Os parâmetros de desempenho são altura de recalque desenvolvida, a potência absorvida requerida e a eficiência da máquina. As curvas de desempenho são geradas variando-se um parâmetro independente, como a vazão, velocidade angular, diâmetro do rotor e propriedades dos fluidos. Curvas características típicas, obtidas de dados experimentais com velocidade constante, são indicadas na figura 6.8.14 como funções da vazão.

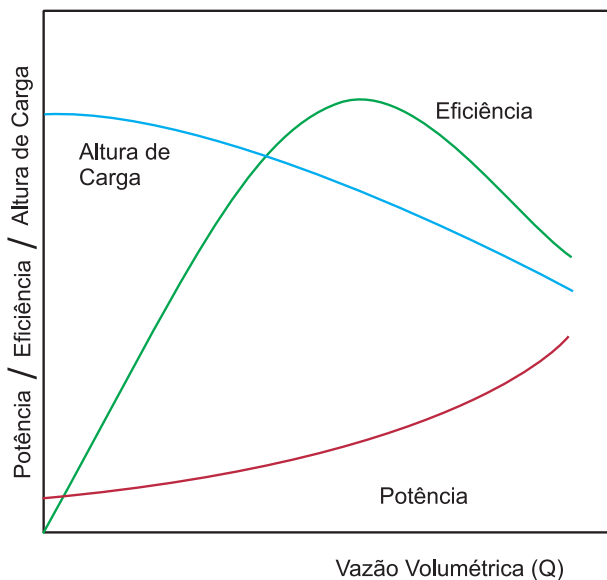


Figura 6.8.14 - Curvas características típicas para bomba centrífuga testada a velocidade constante.

### Escorva

As folgas existentes entre o rotor, o coletor e o resto da carcaça impossibilitam a expulsão do ar interno da bomba e do tubo de sucção. A retirada do ar é necessária para criar a rarefação com a qual a pressão, atuante no reservatório de sucção, venha a preencher o vazio deixado pelo ar e a bomba possa operar. Por essa razão, as bombas centrífugas precisam ser enchidas ou escorvadas previamente com o líquido a bombear, de modo que o ar retido na bomba não prejudique seu funcionamento e não reduza sua eficiência. Mesmo as bombas instaladas abaixo do reservatório de alimentação, que, em geral, não precisam ser escorvadas, podem manter alguma quantidade de ar retido em sua carcaça, quando montadas em eixo horizontal.

Nas bombas pequenas, há um dispositivo em forma de funil, posto na parte mais alta da bomba, onde se lança o líquido, ou existe uma válvula de pé, para manter a coluna e a bomba cheia de líquido entre os seus períodos de funcionamento. Nas maiores, usa-se um *by-pass*, que consta de um tubo ligando o trecho de recalque à bomba. Nesse tubo há um registro que é aberto quando da escorva.

As bombas centrífugas são projetadas de modo a permitirem a passagem de pequena quantidade do fluido pela vedação entre o eixo e a carcaça, a fim de lubrificar e resfriar a sua guarnição.

### Bomba Injetora

É um sistema de bombeamento que, em conjunto com bombas centrífugas ou compressores, faz uso de um engenhoso dispositivo injetor, também conhecido pelos nomes de edutor ou ejetor, formado por um tubo aspirador e um bocal convergente, conectado a um bocal convergente-divergente tipo **venturi** (figura 6.8.15). Na passagem do bocal convergente para o divergente, na seção estrangulada do venturi, a velocidade é máxima e, portanto, a pressão é baixa. A depressão obtida, aliada à velocidade do fluxo, produz o arrasto do ar e do líquido a serem aspirados.

Após a escorva da bomba centrífuga, são operados registros instalados de modo conveniente, de forma a estabelecer um circuito fechado do poço à bomba e, novamente, ao poço. De novo, com a manobra conveniente de registros, desvia-se parte da água pelo tubo de recalque, enquanto outra parte desce para atuar no ejetor e produzir a depressão necessária a permitir a aspiração e manter a descarga e pressão adequada ao funcionamento do sistema. A descarga movimentada é composta pela vazão de recirculação da bomba e da obtida do poço. Devido ao seu modo de operação, esse sistema é de baixa eficiência e em locais onde o nível d'água apresenta grandes variações sazonais ou onde a corrosão ou incrustações causem importantes variações geométricas no bocal, esse tipo de bombeamento pode não ser adequado.

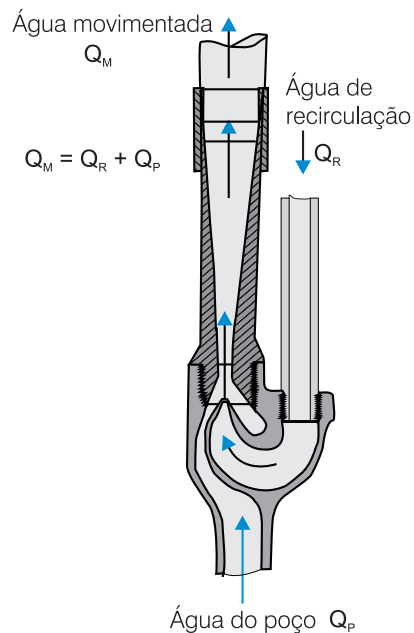


Figura 6.8.15 - Esquema de funcionamento do dispositivo injetor, ejetor ou edutor.

O uso de compressores para forçar vapor ou ar comprimido, ao invés da bomba centrífuga, amplia o campo de aplicação deste sistema de bombeamento para a operação com águas lamacentas, sendo utilizadas em obras de esvaziamento de valas e bombeamento de pequenos poços.

São utilizados em instalações em que a altura da sucção é superior a 6 ou 7 m, o que permitiria uma bomba centrífuga funcionar, segundo instalação típica, com conjunto localizado acima do nível do reservatório. Entre as aplicações, nessa modalidade, pode-se elencar a retirada de água de poços com profundidades da ordem de 20 a 40 m ou mais, esvaziamento de poços de esgotos e obtenção de vácuo em instalações industriais de secagem.

### Bomba Submersa

Nessas máquinas, o motor é acoplado diretamente à bomba, ficando o conjunto imerso no poço. A parte interna do motor é envolvida e resfriada com água limpa. Em função do tipo de tecnologia de fabricação de motores elétricos, há dois tipos: as bombas com motor seco, em que o mesmo fica protegido por um encamisamento, por onde a água circula refrigerando-o; e as bombas com motor molhado, em que a água pode atingir os enrolamentos, os quais recebem isolamentos específicos.

Os rotores podem ser do tipo centrífugo radial, hélico-axiais e axiais, com vários estágios. Os seus mancais são lubrificados à água. Quando a água do poço é agressiva, são indicadas bombas em que suas peças são de aço inoxidável. Em alguns tipos, o conjunto fica suspenso por um cabo de aço e a energia é levada ao motor por condutor elétrico à prova d'água. A descida do conjunto no poço é acompanhada da adaptação da tubulação de recalque que sustentará o conjunto, dispensando o cabo de aço, que só é utilizado para a descida, por meio de talha mecânica, do conjunto motor bomba com os tubos de recalque.

Sua principal vantagem diferencial reside na dispensa do longo eixo acionador das bombas comuns acionadas por unidade motora disposta na superfície. Também, são menos afetadas pelos desvios construtivos de verticalidade e desalinhamento do poço. Nos últimos anos, o desenvolvimento industrial tem oferecido muitas opções de motor e bomba submersos de boa qualidade técnica e a preços competitivos, de modo que esta opção tem sido a preferida pela maioria dos perfuradores de poços profundos.

### Bomba Submersa Vibratória

O princípio de funcionamento é baseado na variação da força eletromagnética gerada por um eletroímã, quando aplicada uma corrente alternada. Dessa forma, obtém-se um movimento alternativo de elementos engenhosamente articulados, de modo a

propiciar condições de pressões de admissão e de saída da água em função dos valores assumidos pela corrente elétrica no seu ciclo. Em geral, apresenta baixa manutenção pelo fato de não possuir elementos mecânicos rotativos.

São utilizadas para bombeamento de água limpa em cisternas, poços tubulares com diâmetros maiores de 6 polegadas, drenagem e transferência d'água de reservatórios. Para essas últimas aplicações, há modelos desenvolvidos com sistema de captação pela parte inferior da bomba, o que permite uma boa drenagem, deixando apenas uma lâmina d'água residual de 10 mm, quando devidamente assentadas em fundo plano e rígido. Esses modelos permitem o funcionamento da bomba com um nível mínimo de apenas 20 mm. Na figura 6.8.16 são apresentados exemplos de bombas submersas.

### Compressores

São máquinas cuja finalidade é promover o escoamento de um gás. Os compressores de ar para serviços ordinários são fabricados em série, visando baixo custo inicial e destina-se, normalmente, a serviços de jateamento, limpeza, pintura e acionamento de outras máquinas hidráulicas e pneumáticas.

Quanto ao princípio de concepção, todos os tipos de compressores podem ser classificados em volumétricos ou de deslocamento positivo e dinâmico ou turbocompressores.

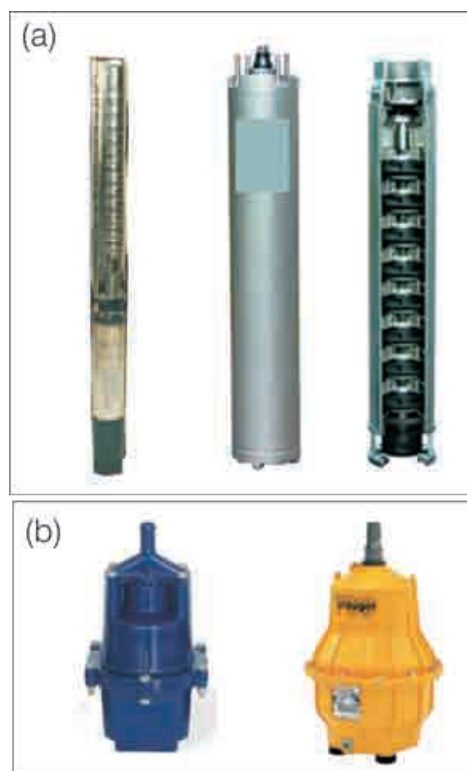


Figura 6.8.16 - Exemplos de bombas submersas: (a) tipo centrífuga e (b) tipo vibratória (Fotos: internet).

Nos volumétricos, a elevação de pressão é obtida pela redução do volume ocupado pelo gás. Seu ciclo de funcionamento, com etapas de admissão, compressão, descarga e expansão, é realizado em processo intermitente, no qual a compressão é efetuada em sistema fechado, sem qualquer contato com a sucção e a descarga. Exemplos são os alternativos e rotativos de palhetas, parafusos e de lóbulos.

Nos dinâmicos, o processo de compressão é efetuado de modo contínuo, pela ação dos órgãos rotor e difusor. O rotor é um órgão rotativo com pás, que transferem ao gás a energia recebida de um acionador. Essa transferência de energia é feita, em parte, na forma cinética e, em outra parte, na forma de entalpia. Após, o fluxo estabelecido no rotor é recebido por um órgão fixo, chamado difusor, cuja função é promover a transformação da energia cinética do gás em entalpia, com conseqüente ganho de pressão. Exemplos são os compressores centrífugos e axiais.

As bombas de emulsão de ar, injeção a gás ou sistema *air-lift* são formadas por um sistema misto de bombeamento a ar, usado em instalações provisórias ou quando a água contém substâncias abrasivas capazes de danificar as bombas. As suas desvantagens principais são rendimento baixo (de 25 a 50%) e alto consumo de ar comprimido, gerando, conseqüentemente, um custo elevado de energia. O tubo de ar comprimido é posto dentro do tubo de elevação da água. O ar, ao penetrar no tubo adutor, mistura-se com a água, e esta emulsão ou divisão da massa de ar em pequenos glóbulos no meio do veículo líquido, possuindo menor massa específica que a água do poço, é recalçada no modo de transporte bifásico movido pela diferença de pressões hidrostáticas fora e dentro do tubo adutor. Para que o ar penetre no poço formando bolhas de dimensões bem reduzidas e favorecendo a emulsão água-ar, na extremidade do tubo de emissão de ar, faz-se uma série de orifícios difusores do ar. Apesar do baixo rendimento, essas bombas podem fornecer grandes vazões a partir de poços de diâmetro reduzido, não retilíneos, ou em mau estado de conservação. Elas não servem para elevar a água obtida muito acima da superfície do solo e se isso for necessário, deverá ser previsto o uso de reservatório intermediário, para retirada do ar da água de saída do poço, e de uma bomba centrífuga, para a elevação até a altura de recalque desejada. Na figura 6.8.17 é apresentado um esquema básico de instalação de um sistema *air lift* para bombeamento de poços tubulares. A vazão de ar necessária para o funcionamento desse sistema é função das seguintes variáveis: descarga d'água requerida; altura de elevação desde o nível dinâmico ao local de saída da água; submersão dinâmica, que é a altura do final do filtro até o nível dinâmico, e da posição relativa do tubo de ar comprimido em relação ao de elevação da água.

A especificação da condição de operação de um compressor alternativo para essas aplicações, envolve a definição da vazão de ar pretendida e a verificação da capacidade do compressor. A verificação da vazão de ar comprimido é feita com a utilização de parâmetros mecânicos, da máquina, e termodinâmicos, do ar, nas condições de operação. Alternativamente, tabelas de fabricantes podem ser consultadas e em função da descarga livre efetiva de produção de ar, das pressões de trabalhos máxima e normal e da potência consumida, pode ser escolhido o tipo de compressor de uma dada série que seja mais adequado às condições específicas para uma determinada aplicação. Usualmente, emprega-se compressores alternativos de dois estágios com pressão máxima de 827,4 kPa, o que possibilita funcionar um poço com submersão estática ou altura entre os orifícios difusores de ar e o nível estático do poço, de 82,8 m. Para maiores submersões, deverá ser especificado um compressor de maior capacidade.

### 6.8.4 Dispositivos de Acionamento e Proteção

A instalação elétrica do motor da bomba pode-se apresentar com menor ou maior complexidade, conforme a potência do motor e os controles e medições que devam ser atendidos. Os dispositivos de

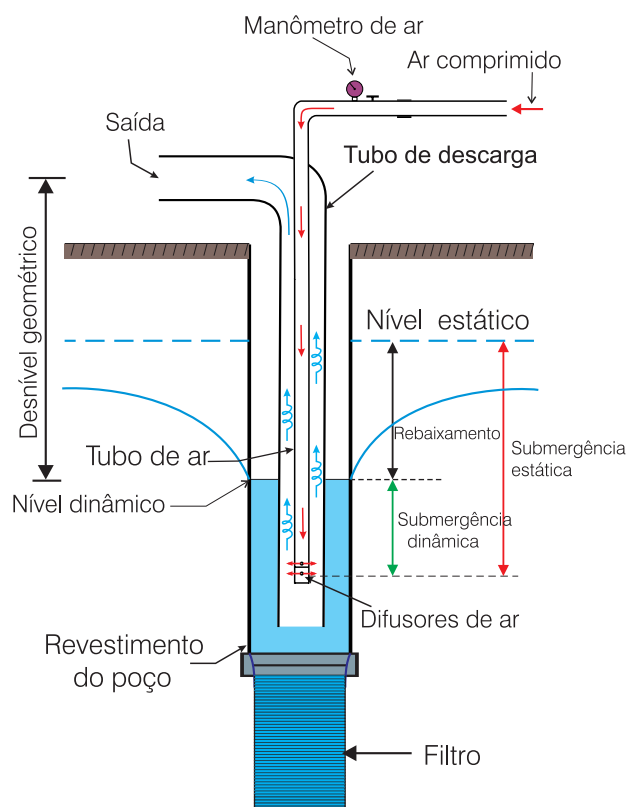


Figura 6.8.17 - Esquema básico de instalação do sistema de bombeamento *Air Lift*.

ligação e desligamento, conhecidos como chaves de partida, podem ser de ligação direta ou de redução da corrente de partida. Na ligação direta, são empregados os contadores e os disjuntores. Os contadores são chaves liga-desliga, que são acionadas em local adequado ou à distância e comandadas por bóia de nível ou pressostatos. Os disjuntores são chaves liga-desliga com relés térmicos bimetálicos ajustáveis, para a proteção contra sobrecarga nas três fases, e com relés magnéticos não-ajustáveis, para proteção contra curto-circuito nas três fases. Podem ser comandados no local ou à distância.

Em geral, os disjuntores são usados como chave do motor no quadro geral, e os contadores, como chaves de comandos do motor. Um tipo de contador, geralmente chamado de relé de proteção, deve ser utilizado dentro do poço, um pouco acima da bomba, para disparar quando o nível d'água baixar muito e a bomba correr o risco de trabalhar no seco.

Nas ligações por meio de dispositivos redutores da corrente de partida, empregam-se as chaves estrela-triângulo, as chaves compensadoras com autotransformador de partida e os indutores ou resistores de partida, em função da potência do motor.

A proteção dos motores de acionamento das bombas é realizada com o uso de disjuntores e de fusíveis de ação retardada que permitem a passagem da corrente de partida sem fundirem. A fusão só se verificará após um período de tempo, cujo valor é fixado para possibilitar a escolha da capacidade do fusível. Na figura 6.8.18, são mostrados exemplos de quadros de comando.

### 6.8.5 Seleção da Bomba

A seleção de uma bomba exige conhecimentos que vão além daqueles voltados aos equipamentos em si. É necessário conhecimento do sistema ao qual o equipamento estará associado, ou seja, o conjunto de equipamentos e tubulações com suas características de funcionamento como atrito fluido, pressão, temperatura e propriedades físicas.

Em algumas aplicações, com bomba na superfície, o arranjo da instalação é determinante para a seleção de um dado tipo de bomba. Em geral, as centrífugas

requerem menor espaço para instalação que as alternativas. Nelas, as verticais ocupam menos espaço que as horizontais, porém, demandam maior altura para instalação e operações de manutenção. O bombeamento em condições variáveis exige uma análise das condições de operação da bomba para os valores extremos da propriedade, fazendo com que a especificação de um único ponto de operação não seja de todo suficiente para a correta seleção da bomba.

A escolha do tipo de bomba para uma dada aplicação é a primeira etapa do processo de seleção que consiste na determinação de sua característica básica de funcionamento. As bombas centrífugas são as mais usadas, já que realizam trabalho satisfatório e econômico. A vazão das bombas centrífugas varia com a carga e será preciso contar com um mecanismo regulador de velocidade, se for necessário manter uma vazão constante sob cargas variáveis. Desse modo, dependendo do tipo da curva característica, ou seja, da taxa de variação da altura de recalque com a vazão, encontram-se comportamentos distintos nos seus desempenhos. Elas são indicadas para operar com cargas, alturas de recalque ou pressões baixas, médias e altas, associadas com vazões baixas e altas.

As bombas alternativas são adequadas para serviços com baixa vazão e alta pressão. Sua vazão não varia com a carga, dependendo, apenas, da velocidade da bomba. São, porém, de elevado custo inicial e de difícil manutenção em boas condições operacionais. O tipo pistão é indicado para materiais moderadamente abrasivos e pressões limitadas. O tipo êmbolo é adequado para materiais altamente abrasivos e pressões superiores. Um outro fator a ser considerado na seleção dessas bombas é o seu padrão pulsante de vazões bombeadas. Outros fatores como oferta do mercado local, custos fixos, operacional e depreciação, além do prazo de entrega, devem ser analisados dentro de um processo referenciado em bases técnico-econômicas.

### 6.8.6 Manutenção

Na moderna manutenção mecânica preventiva, a análise de vibrações constitui-se na sua ferramenta mais poderosa. As medidas das vibrações de uma máquina são feitas por meio de vibrômetros e são tomados seguindo três direções, geralmente nas caixas de mancais. Elas captam a amplitude de vibração resultante ou a máxima velocidade ou aceleração de uma vibração mecânica. Qualquer equipamento rotativo está sujeito a uma vibração mecânica que é governada por lei senoidal. Geralmente, a máquina funciona com vibrações mais complexas que um mero movimento harmônico simples, porém, ela pode ser decomposta em um número muito grande de vibrações simples cuja superposição origina a mais complexa. Os analisadores de vibrações são equipamentos que possuem um filtro sintonizável para decompor a vibração completa em suas harmônicas mais simples.



Figura 6.8.18 - Exemplos de painéis de comando (Fotos: internet).

Do aspecto obtido pode-se avaliar qual a vibração mais importante. A frequência da vibração mais importante caracterizará o tipo de defeito da máquina. Um programa de manutenção preventiva consiste no acompanhamento temporal das condições de vibração, ruído e aquecimento nos mancais dos equipamentos. Uma variação brusca na vibração ou na temperatura é um indicador seguro de problemas, cabendo realizar uma análise completa do que a estaria causando. No caso de bomba submersa, a manutenção deve incluir retirada da bomba, limpeza, observação das condições dos rolamentos ou bucha, verificação de ocorrência de corrosão e desgaste excessivo dos componentes e, se possível, fazer um teste de pressão e vazão. O intervalo de manutenção depende das condições da água e do tipo da bomba. Em geral, os fabricantes recomendam que a manutenção seja feita no prazo de 1 a 2 anos.

### Exercícios Propostos

1) Defina a bomba centrífuga adequada para as condições abaixo, onde se conhece toda a instalação hidráulica, em ferro fundido.

Dados:

Vazão (Q) = 60 m<sup>3</sup>/h;  
 Desnível de sucção (hs) = 3 m;  
 Desnível de recalque (hr) = 10 m;  
 Comprimento total da tubulação de sucção (Ls) = 7 m;  
 Comprimento total da tubulação de recalque (Lr) = 40 m;  
 Diâmetro da tubulação de sucção (Ds) = 5";  
 Diâmetro da tubulação de recalque (Dr) = 4";  
 Singularidades no trecho de sucção: 1 válvula de pé com crivo, 1 curva 90°;  
 Singularidades no trecho de recalque: 3 curvas 90°, 1 registro de gaveta, 1 válvula de retenção.

2) Defina a bomba submersa para as condições abaixo, onde é conhecida toda a instalação, em ferro fundido.

Dados:

Vazão (Q) = 8 m<sup>3</sup>/h;  
 Nível dinâmico do poço (ND) = 50 m;  
 Profundidade de colocação da bomba (PC) = 55 m;  
 Diâmetro do poço (Dp) = 4";  
 Altura de recalque acima do poço (hr) = 15 m;  
 Comprimento total da tubulação de recalque (Lr) = 80 m;  
 Diâmetro da tubulação de recalque (Dr) = 2";  
 Singularidades no trecho de recalque: 3 curvas 90°, 1 registro de gaveta, 1 válvula de retenção.

3) Defina a bomba injetora para as condições abaixo, onde é conhecida toda a instalação, em ferro fundido.

Dados:

Vazão (Q) = 3,3 m<sup>3</sup>/h;  
 Nível dinâmico do poço (Nd) = 24 m;  
 Diâmetro do poço (Dp) = 5";  
 Altura de recalque acima do poço (hr) = 10 m;  
 Comprimento total da tubulação de recalque (Lr) = 20 m;  
 Singularidades no trecho de recalque: 3 curvas 90°, 1 registro de gaveta.

### Referências

ARAÚJO, A. M. **Máquinas hidráulicas**. Recife, 1990. Notas de aulas do curso de graduação em Engenharia Mecânica da UFPE.

AZEVEDO NETO, J. M.; ALVAREZ, A.C. **Manual de hidráulica**. 6. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1977. 333 p.

BLACK, P. O. **Bombas**. Rio de Janeiro: Ao Livro Técnico, 1979.

CIRILO, J. A. et al. **Hidráulica aplicada**. Porto Alegre: ABRH, 2001. 603 p. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos, v. 8).

DRISCOLL, F. G. **Groundwater and wells**. 2<sup>nd</sup> ed. St. Paul, Minnesota: Johnson Filtration Systems, 1987.

FOX, R. W.; DONALD, A. T. **Introdução à mecânica dos fluidos**. 4. ed. Rio de Janeiro: Guanabara Koogan, 1995.

LIMA, E. P. C. **A mecânica das bombas**. 3. ed. [S.l.]: Gráfica Universitária, 1982. 360 p.

LINSLEY, R. K.; FRANZINI, J. B. **Engenharia de recursos hídricos**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil; Ed. da USP, 1978.

MACINTYRE, A. J. **Bombas e instalações de bombeamento**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1980.

\_\_\_\_\_. **Bombas e instalações de bombeamento**. 2. ed. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1982.

NIKURADSE, J. **Gesetzmäßigkeiten der turbulenten Strömung in glatten Rohren, Ver. Dtsch. Ing. Forschungsh.**, v. 356, 1932.

PIMENTA, C. F. **Curso de hidráulica geral**. 4. ed. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981. v. 2, 436 p.

PORTO, R. M. **Hidráulica básica**. São Carlos: EESC; USP, 1998. 540 p.

RODRIGUES, P. S. B. **Compressores industriais**. Rio de Janeiro: Didática e Científica, 1991.

ROHATGI, J. S.; VERÇOSA, C. A. M. **Turbinas e bombas hidráulicas: conceitos básicos com problemas resolvidos e exercícios**. Recife: Universitária, 1999. 254 p.

WHITE, C.M.; COLEBROOK, C. F. **Fluid friction in roughened pipes**, Proc. Roy. Soc. A., 161, 1937, p. 367-381.



## Poço Instalado com Cata-vento

(Foto: J. Geilson A. Demetrio, 2006)

Localizado no Rancho Serrinha, município de Lagoa do Ouro, PE, foi perfurado em 2003 para abastecimento da propriedade. O cata-vento é uma forma muito comum de instalação de poços construídos no semi-árido brasileiro, principalmente nos locais sem energia elétrica e em poços de baixa vazão.





# Planejamento e Gerenciamento das Águas Subterrâneas



Capítulo 7.1 - Avaliação de Recursos Hídricos Subterrâneos

Capítulo 7.2 - Monitoramento em Água Subterrânea

Capítulo 7.3 - Aplicações de Modelos em Hidrogeologia

Capítulo 7.4 - Cartografia Hidrogeológica

Capítulo 7.5 - Uso e Gestão das Águas Subterrâneas

Capítulo 7.6 - Sistemas de Informações em Água Subterrânea



## Capítulo 7.1

## AVALIAÇÃO DE RECURSOS HÍDRICOS SUBTERRÂNEOS

*Edilton Carneiro Feitosa  
João Manoel Filho  
Waldir Duarte Costa  
Fernando A. C. Feitosa  
José Geilson A. Demetrio  
Hélio Paiva Macedo de França*

## 7.1.1 Introdução

**A** tente, inicialmente, o leitor para o título deste capítulo. Se alguém se der o trabalho de consultar um dicionário, verificará que, embora a expressão **avaliação** possa ser utilizada no sentido de determinação de uma certa quantidade, ela deixa pressentir uma determinação aproximada, sem assumir compromisso com o rigor e a exatidão que caracterizam a expressão **cálculo**. Assim, avaliar uma distância, por exemplo, pode significar fazer uma estimativa visual dessa distância, ao passo que calcular uma distância, fica mais compatível com uma mensuração rigorosa dessa distância através de métodos exatos.

É este o sentido do título deste capítulo. Procuraremos demonstrar, no mesmo, que é inadequado se falar em cálculo de recursos hídricos subterrâneos ou, como se lia em relatórios técnicos no passado recente, cálculo de reservas. A inadequação dessa terminologia fica perfeitamente compreensível e aceitável se atentarmos para a grande complexidade geológica dos reservatórios subterrâneos e a conseqüente dificuldade que os mesmos oferecem a uma compreensão satisfatória das suas geometrias e variação espacial das propriedades hidrodinâmicas. Em hidrogeologia, portanto, não se calculam reservas nem descargas e recargas, mas, sim, se as avaliam. E ao hidrogeólogo sensato e criterioso, constitui sempre um desafio a difícil tarefa de fazer essas avaliações conscientemente e, sobretudo, propor aos seus contratantes, sejam eles empresários ou organismos públicos, descargas exploráveis e seus respectivos alcances. No que diz respeito a essas últimas, em particular, avulta a responsabilidade do profissional e torna-se vital seu bom senso e discernimento. Acenar com descargas exploráveis falsamente generosas, com efeito, criará expectativas demasiadamente favoráveis e encorajará empreendimentos que podem se revelar improdutivos no futuro. Restringir em demasia a capacidade de

produção de água subterrânea, por outro lado, pode comprometer indevidamente os investimentos públicos e privados na região em estudo. No centro nervoso do processo técnico decisório, o hidrogeólogo vê-se sempre solicitado a apresentar soluções que sejam ao mesmo tempo realistas e prudentes. E, na seqüência, deve acompanhar a exploração de água subterrânea, coletando informações, analisando-as e revendo constantemente suas avaliações.

Essas questões serão abordadas no presente capítulo e, em particular, serão propostas e discutidas conceituações para reservas, recursos exploráveis, disponibilidade e potencialidade de água subterrânea. A expectativa é que essas conceituações possam ser adotadas pelos profissionais de água subterrânea e pelos acadêmicos, de modo a que se tenha uma compreensão única do tema em relatórios técnicos, planos de recursos hídricos e publicações em geral.

## 7.1.2 Evolução do Conhecimento

Aparentemente simples, o problema da definição de reservas e recursos é um dos aspectos que mais suscitam controvérsias na hidrogeologia (Custodio & Llamas, 1983). Isto se deve à imprecisão das definições por conta das dificuldades de identificar, nas mesmas, os inúmeros aspectos envolvidos nas situações reais. Castany (1963), ignora o conceito de recurso e classifica as reservas de água subterrânea em quatro grandes categorias: i) reservas reguladoras; ii) reservas geológicas; iii) reservas naturais; iv) reservas de exploração.

i) **Reservas Reguladoras** - as reservas reguladoras (Bogomolov & Plotnikov, 1956), também chamadas de reservas renováveis, foram definidas como reservas associadas ao balanço hídrico das águas subterrâneas. Embora a magnitude dessas reservas mude, de um ano para outro, ao sabor das variações do ciclo hidrológico, admite-se que a reserva reguladora representa o comportamento mediano secular das variações

saonianas do nível da água subterrânea, produzidas por entradas supostas iguais às saídas. Ou seja, traduz um estado de equilíbrio dinâmico entre a recarga e a descarga (vazão de escoamento natural) do sistema aquífero, indicativo de que não existe variação no armazenamento. Portanto, como reserva, ela representa um volume regulador secular que pode ser somado ao volume da reserva permanente constituindo a reserva total de Plotnikov (1962). Por outro lado, levando em conta que esse volume é suposto renovar-se a cada ano (teoricamente com risco de 50%), ele pode ser encarado como descarga passível de exploração.

ii) **Reservas Geológicas** - as reservas geológicas foram definidas como águas armazenadas no tempo geológico, das quais é possível dispor de uma certa quantidade regularizada, durante um certo período de tempo. No Brasil, essas reservas ficaram mais conhecidas como reservas permanentes, denominação devida a Plotnikov (*op. cit.*).

iii) **Reservas Naturais** - representam a soma das reservas geológicas e das reservas reguladoras, tendo, portanto, o mesmo significado das reservas totais de Plotnikov (*op. cit.*)

iv) **Reservas de Exploração** - as reservas de exploração são definidas como o *safe yield* norte-americano (descarga segura ou descarga permissível), cuja primeira conceituação é atribuída a Meinzer em 1920 (*in* Lohman, 1972). Este conceito tem sido explicado em muitos livros textos e publicações (Todd, 1958; ASCE, 1961; Custodio & Llamas, *op. cit.*) entre outros. Tem sido, também, ao longo dos anos, discutido e definido de diferentes maneiras, sem que se tenha, até agora, chegado a um consenso. Pelo contrário, as opiniões mais recentes de alguns autores (Bredehoeft, 1997; Sophocleous, 1997 *apud* Custodio, 2002), consideram que o conceito de *safe yield* é impreciso e pode ser insustentável com o tempo, já que não leva em conta interações com outros aquíferos, efeitos de longo prazo e impactos ambientais, numa época em que se pratica uma exploração intensiva de água subterrânea, principalmente nos Estados Unidos. Segundo Custódio & Llamas (*op. cit.*), Meinzer definiu *safe yield* como a descarga de extração do aquífero que pode manter-se com segurança. Conkling (1946) o define como a vazão média anual extraída artificialmente do aquífero sem que se produzam resultados indesejáveis, enquanto que Kazmann (1965) o considera como a máxima vazão que pode ser recuperada da descarga ou vazão de escoamento natural.

No Brasil, a comunidade hidrogeológica vem utilizando os termos reservas reguladoras, reservas transitórias, ou reservas renováveis, no sentido de Bogomolov & Plotnikov (*op. cit.*). Para designar as reservas de exploração, no sentido do *safe yield* norte-americano, vêm sendo utilizados no Brasil os termos reservas exploráveis, vazão de exploração, vazão explorável e descarga explorável. Entretanto, os significados de todos esses termos são vagos e

variam amplamente ao sabor das particularidades pessoais. Assim, a inexistência de uma conceituação, se não rigorosa, pois que o tema é complexo, mas, ao menos, consistente e consensual, vem em muito dificultando não apenas a avaliação realista dos recursos hídricos subterrâneos, mas, também, a comunicação entre os especialistas.

### 7.1.3 Reservas versus Recursos de Água Subterrânea

No sentido mais geral, é intuitiva a concepção de que a expressão **reservas** implica uma certa quantidade armazenada. No caso de água e, particularmente, da água subterrânea, as reservas se traduzem por volumes que representam a totalidade da água armazenada em um aquífero ou sistema aquífero. Assim, as unidades que expressam as reservas de água subterrânea têm dimensão  $[L^3]$ , sendo comum a utilização do metro cúbico, hectômetro cúbico ou mesmo o litro.

A utilização dessas reservas, ou seja, a retirada de volumes de água de um dado aquífero, destina-se, por sua vez, a um consumo, seja ele abastecimento público, industrial, irrigação ou outros. É evidente que este consumo vai ocorrer a uma certa taxa temporal. Além disso, a utilização das reservas envolve sempre aspectos práticos relacionados à capacidade de produção dos poços, à evolução dos níveis de bombeamento e à própria magnitude e finitude dos volumes armazenados. É absolutamente natural e intuitiva, portanto, a consideração da variável tempo e a noção de alcance, na exploração de recursos hídricos em geral. No que diz respeito à recarga dos aquíferos, por outro lado, verifica-se que sua descrição também requer, intuitivamente, a introdução da variável tempo. Dessa maneira, tanto os volumes explorados dos aquíferos como aqueles aí repostos têm dimensão  $L^3T^{-1}$ . Chamaremos formalmente esses volumes de recursos de água subterrânea.

### 7.1.4 Reservas de Água Subterrânea

As reservas de um aquífero ou de um sistema aquífero podem ser consideradas, em primeira aproximação, como um volume armazenado passível de mobilização, invariável em situação de equilíbrio natural, isto é, não renovável, sem participar, portanto, da vazão de escoamento natural produzida pela recarga. Dois tipos de reserva subterrânea devem ser considerados: as reservas armazenadas por saturação e as reservas armazenadas sob pressão.

A avaliação dessas reservas é feita a partir de fórmulas simples, mas que encerram muitas imprecisões, notadamente quanto aos limites do domínio (Custodio & Llamas, *op. cit.*) e quanto ao nível de conhecimento do coeficiente de armazenamento e/ou da porosidade efetiva. Em meios cársticos e fissurados, a imprecisão é ainda maior do que nos meios granulares.

### Reservas de Aquíferos Livres

No caso de aquíferos rasos, geralmente livres e em franca comunicação com as águas superficiais e meteóricas, as reservas de saturação constituem o volume de água subterrânea armazenado abaixo da posição mínima do nível freático (figura 7.1.1). Os aquíferos livres têm unicamente reservas de saturação, que podem ser avaliadas de acordo com a expressão a seguir:

$$V_s = A \cdot \eta_e \cdot H_0 \quad (7.1.1)$$

em que,  $V_s$  é o volume de água de saturação [L<sup>3</sup>],  $A$  é a área de ocorrência do aquífero [L<sup>2</sup>],  $\eta_e$  é a porosidade efetiva (adimensional) e  $H_0$  é a espessura saturada mínima [L].

### Reservas de Aquíferos Confinados

No caso de aquíferos regionais profundos, confinados, há que considerar, além das reservas de saturação, as reservas de confinamento ou reservas armazenadas sob pressão. Essas últimas são dadas pela seguinte equação:

$$V_p = A_c \cdot S \cdot \Delta h \quad (7.1.2)$$

em que,  $V_p$  é o volume de água sob pressão,  $A_c$  é a área de ocorrência do aquífero sob confinamento [L<sup>2</sup>],  $S$  é o coeficiente de armazenamento (adimensional) e  $\Delta h$  é a altura de carga hidráulica acima da base do confinante (topo do aquífero). Essa altura geralmente aumenta das bordas para o centro das bacias e, por isso, costuma-se fazer a avaliação por setores ou utiliza-se um valor médio, dependendo das características locais do problema. Essa altura representa, ainda, a carga de confinamento [L] (figura 7.1.2).

A reserva de saturação nos aquíferos confinados, é, naturalmente, a água que permanece saturando o meio poroso. Esse volume de saturação pode ser avaliado como:

$$V_s = A \cdot \eta_e \cdot b \quad (7.1.3)$$

em que,  $V_s$  é o volume de água de saturação,  $A$  é a área de ocorrência do aquífero [L<sup>2</sup>],  $\eta_e$  é a porosidade efetiva (adimensional) e  $b$  é a espessura média saturada [L].

As reservas dos aquíferos confinados são, portanto, constituídas pelas reservas de confinamento,  $V_p$  (equação 7.1.2), e pelas reservas de saturação,  $V_s$  (equação 7.1.3), razão pela qual é procedimento habitual escrevê-las como a soma dessas parcelas, ou seja:

$$V = V_p + V_s = (A_c \cdot S \cdot \Delta h) + (A \cdot \eta_e \cdot b) \quad (7.1.4)$$

Entretanto, na prática, a retirada de água dos aquíferos confinados é feita apenas das reservas sob pressão, já que o aquífero, na grande maioria dos casos, permanece totalmente saturado durante a exploração.

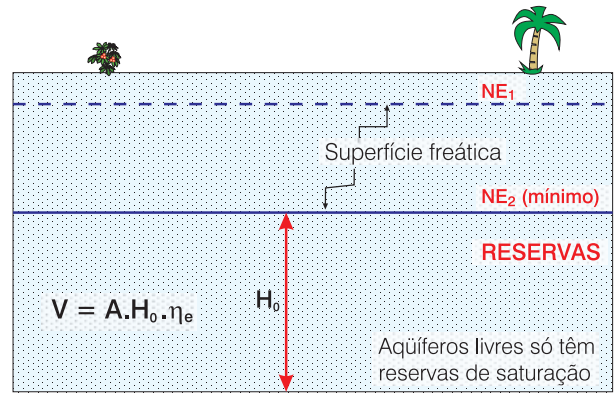


Figura 7.1.1 - Avaliação de reservas em aquíferos livres.

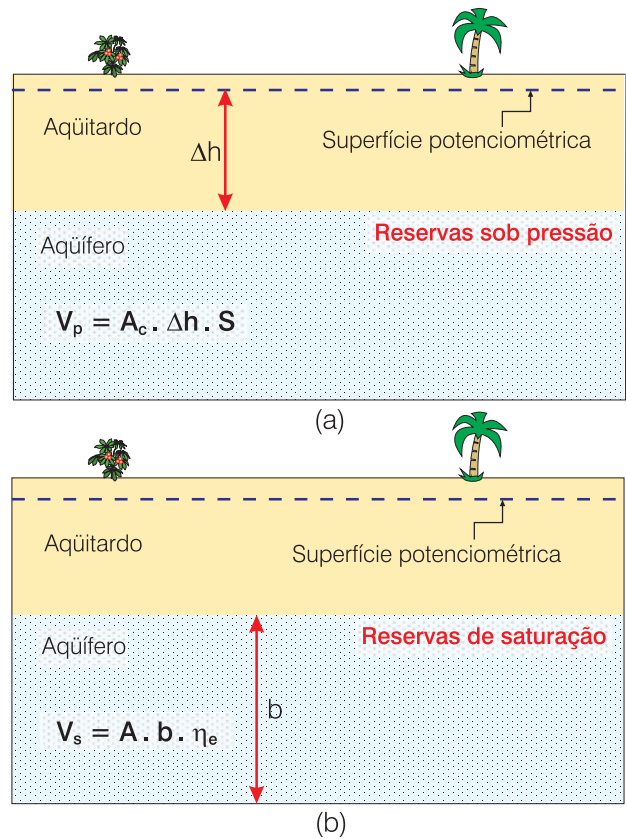


Figura 7.1.2 - Avaliação de reservas em aquíferos confinados: (a) reservas sob pressão, onde deve-se considerar apenas a área de confinamento; (b) reservas de saturação, onde considera-se a área total de ocorrência do aquífero.

### 7.1.5 Recursos de Água Subterrânea

Como já discutido anteriormente, recursos são conceituados como uma descarga ou vazão, de dimensão L<sup>3</sup>T<sup>-1</sup>. A própria natureza do problema leva a considerar os seguintes recursos de água subterrânea: recursos renováveis; recursos mobilizáveis ou potencialidade; recursos disponíveis ou disponibilidade e recursos exploráveis.

## Recursos Renováveis

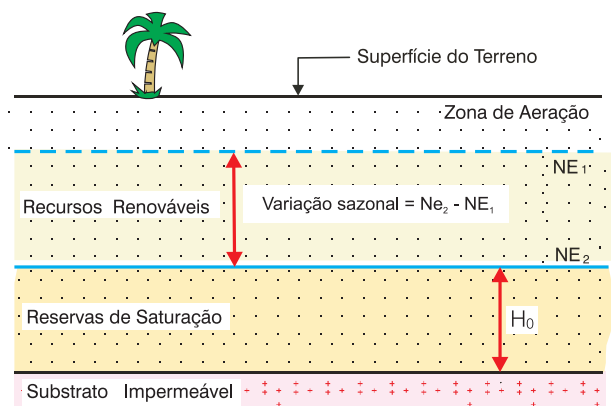
A avaliação dos recursos renováveis pode ser realizada mediante análise de variações potenciométricas sazonais, análise de curvas de depleção de cursos de água superficial ou a partir de análise do mapa de fluxo subterrâneo do aquífero.

**Variações Potenciométricas Sazonais** - no caso particular de aquíferos livres, as variações sazonais no armazenamento, como resultado de infiltrações de águas meteóricas nos períodos chuvosos e de descarga nos períodos de estiagem, acarretam uma variação do nível potenciométrico, entre um valor máximo, no final ou algum tempo após o final do período chuvoso, e um valor mínimo, no final ou algum tempo após o final do período de estiagem. Nesses casos, é comum definir-se os recursos renováveis (a partir de uma rede de pontos de observação dos níveis d'água distribuídos na área de ocorrência do aquífero), como a variação temporal do volume de água armazenado considerando a oscilação média entre o nível máximo  $NE_1$  e o nível mínimo  $NE_2$ , como mostrado esquematicamente na figura 7.1.3. Neste caso, os recursos renováveis são avaliados de acordo com a expressão:

$$Q = \frac{dV}{dt} \approx A \cdot \eta_e \cdot \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (7.1.5)$$

sendo, **A** a área de ocorrência do aquífero [ $L^2$ ],  $\Delta h$  a variação do nível d'água ( $NE_1 - NE_2$ ), produzida no intervalo de tempo  $\Delta t$  [T] e  $\eta_e$  a porosidade efetiva.

No caso de aquíferos regionais profundos, confinados, o equilíbrio natural foi estabelecido, provavelmente, após alguns milhares de anos. Os fracos gradientes hidráulicos do fluxo subterrâneo e os valores habituais de condutividade hidráulica<sup>(1)</sup>, resultam em fluxos naturais extremamente lentos. Considerando-se, ainda, as grandes dimensões desses reservatórios e as grandes distâncias em que se situam, geralmente, suas zonas de recarga, compreende-se porque os níveis potenciométricos



**Figura 7.1.3** - Avaliação de recursos renováveis através da variação sazonal do nível freático.

nas zonas confinadas não respondem prontamente às variações climáticas sazonais, mesmo àquelas de ciclos maiores, de anos talvez, que possam ocorrer. As zonas aflorantes, de recarga, dos grandes aquíferos confinados regionais, quase sempre representam pequena parte da área total desses aquíferos e em alguns casos nem sequer existem. Assim, os recursos renováveis desses aquíferos geralmente correspondem a ínfimas parcelas de suas reservas, e, em muitas situações, podem ser insignificantes ou até mesmo não existir se não houver zona de afloramento do aquífero. Todavia, as variações sazonais de curto prazo supostamente ocorrem nas zonas de afloramento, desde que elas existam e nelas se processe alguma recarga.

**Análise de Curvas de Recessão de Cursos d'Água** - em muitas situações, principalmente em regiões úmidas, a presença de rios e riachos perenes é indicativa de interações entre as águas subterrâneas e as águas de superfície. Isto significa que parte da recarga natural do aquífero é restituída à rede hidrográfica. As variações das descargas superficiais com o tempo, registradas nos períodos de estiagem, conhecidas como curvas de recessão (capítulo 4.1), seguem uma lei de decaimento exponencial do tipo:

$$Q = Q_0 e^{-\lambda(t-t_0)} \quad (7.1.6)$$

sendo,  $\lambda$  a constante característica chamada coeficiente de restituição ou recessão [ $1/T$ ],  $Q_0$  a descarga inicial de recessão, correspondente ao instante em que o armazenamento no aquífero tem o seu máximo valor [ $L^3/T$ ], e  $t - t_0 = \Delta t$  o intervalo de tempo [T] entre as descargas  $Q = Q(t_0)$  e  $Q = Q(t)$ .

O volume correspondente aos recursos renováveis restituídos à rede hidrográfica de uma dada bacia, a partir de um instante inicial  $t_0 = 0$ , até o completo esgotamento, e que caracteriza a capacidade de armazenamento subterrâneo da bacia (e, portanto, a sua recarga), é dado por

$$V = \int_0^{\infty} Q dt = \int_0^{\infty} Q_0 e^{-\lambda t} dt = -\frac{Q_0}{\lambda} [e^{-\lambda t}]_0^{\infty} = \frac{Q_0}{\lambda} \quad (7.1.7)$$

O coeficiente de restituição  $\lambda$  [ $1/T$ ], que aparece na equação (7.1.7), é, geralmente, estimado a partir de curvas de depleção nas quais o tempo é expresso em dias e a descarga em  $m^3/s$ . Assim,  $\lambda$  tem dimensão [ $1/dia$ ]. Para obter o volume restituído (em  $m^3$ ), que representa os recursos renováveis, a equação usada é a seguinte:

$$V = \frac{86.400 \cdot Q_0}{\lambda} \quad (7.1.8)$$

**Análise de Mapas Potenciométricos** - os mapas potenciométricos mostram o fluxo subterrâneo para a rede hidrográfica e também para outros exutórios como, por exemplo, o oceano. O volume anual de

<sup>(1)</sup> Mesmo condutividades hidráulicas da ordem de  $5 \cdot 10^{-5}$  m/s, tidas como altas em aquíferos confinados, são valores muito baixos.

escoamento subterrâneo para outros exutórios, que não a rede hidrográfica, pode ser obtido da análise desses mapas e do conhecimento da transmissividade do aquífero, sendo avaliado usando a seguinte expressão:

$$VEN = T.i.L \quad (7.1.9)$$

sendo, **VEN** a vazão de escoamento natural [ $L^3/T$ ], considerada um recurso renovável parcial ou total, a depender das condições hidrogeológicas, **T** a transmissividade hidráulica do aquífero [ $L^2/T$ ], **i** o gradiente hidráulico do escoamento e **L** o comprimento da frente de escoamento considerada [ $L$ ].

Convém lembrar que esses recursos são repostos anualmente pela recarga natural proveniente, principalmente, da precipitação e, por isso, têm um caráter estocástico.

## Recursos Mobilizáveis ou Potencialidade

A potencialidade de água subterrânea, aqui formalizada, corresponde exatamente ao conceito de *safe yield* dos norte-americanos, já comentado no item 7.1.2. Em 1959, Todd apresentou uma definição abrangente de *safe yield* a qual, com algumas adaptações e complementações para casos específicos, goza hoje de uma extensiva aceitabilidade entre os especialistas norte-americanos, canadenses e franceses, de acordo com Sophocleous (2000). A definição original de Todd, é a seguinte (tradução nossa):

*“safe yield de um aquífero é a descarga anual que pode ser extraída deste aquífero sem que se produza um efeito indesejável”.*

Como efeito indesejável, na definição acima, consideram-se hoje os seguintes efeitos, que podem ocorrer em decorrência da extração de água subterrânea:

- esgotamento ou redução sensível da descarga de fontes e de poços pré-existentis;
- comprometimento do volume de lagoas, do fluxo de base de rios e das características ambientais de sistemas lacustres, brejos, pântanos etc, com um inevitável cortejo de seqüelas sociais e econômicas, incluindo conflitos de uso;
- atração e captação de águas de qualidade química não tolerável para os fins propostos;
- recalques do terreno, em decorrência da queda acentuada das pressões no aquífero, acarretando eventuais danos em estradas, prédios, redes de esgoto e canalizações de água;
- rebaixamento excessivo da carga potenciométrica nas captações, acarretando níveis dinâmicos anti-econômicos e, em casos mais extremos, níveis dinâmicos abaixo das câmaras de bombeamento dos poços.

É forçoso reconhecer que o *safe yield*, isto é, a potencialidade, dependendo de tantos fatores restritivos, e variando inclusive no tempo, tem historicamente se revelado um conceito vago e impreciso, tendo sido, freqüentemente, redefinido por diferentes usuários, de modo a adequá-lo aos seus problemas específicos. Sendo assim, esse conceito continua dividindo opiniões, sendo **defendido com ardor e atacado violentamente**, conforme descrevem Custodio & Llamas (*op. cit.*). Em realidade, potencialidade entendida como *safe-yield*, soa como alguns outros conceitos sem significado hidrodinâmico preciso, que aparecem com freqüência em hidrogeologia, deixando sempre um sentimento de dúvida no ar e fomentando controvérsias. São conceitos que implicam restrições difíceis de serem atendidas na prática, a menos que se imponham controles mediante restrições legais severas. Nesse caso, como garantir o bem comum? A exemplo do que acontece com a extração de muitos outros recursos naturais, como óleo, recursos vegetais, vida aquática etc, a exploração de água subterrânea tende a não se sujeitar a controles. Se não existe um incentivo maior para a conservação de um recurso, o que o usuário pretende é aproveitá-lo tirando o maior lucro ou benefício possível do investimento que tenha feito. Essa é a regra da captura ou exploração do **recurso comum** (Aguilera, 1991; Young, 1993; Azqueta & Ferreiro, 1994 *apud* Custodio, *op. cit.*). Sem esse pensamento, em lugar do **bem estar social** o resultado poderá ser a **ineficiência econômica coletiva**. Entretanto, pode-se e convém impor regras de controle. Mas, dependendo das restrições impostas através de instrumentos legais, qualquer desenvolvimento de água subterrânea pode ser considerado como **indesejável** e pode impedir o uso do aquífero por alguns, favorecendo a outros e gerando especulação econômica por parte dos detentores de outorgas de uso. O número de usuários de um aquífero ou sistema aquífero regional é muito grande e o processo de aproveitamento é muito lento e progressivo. Na prática, ações legais intempestivas, tecnicamente pouco fundamentadas, podem trazer mais prejuízos do que benefícios. Custodio (2002) defende a idéia de que mesmo às custas de uma redução no armazenamento, o uso da água subterrânea pode produzir benefícios que compensem os custos técnicos, econômicos e ambientais, se a exploração for regulamentada e devidamente controlada.

Veja-se, por exemplo, o conceito de **sustentabilidade**, desenvolvido na década de 1980 (WECD, 1987), e hoje aplicado ao uso da água subterrânea. Define-se desenvolvimento sustentável de um recurso natural como aquele que atende às necessidades do presente sem comprometer a possibilidade das gerações futuras atenderem às suas necessidades. O que é o futuro? Quais são as necessidades das gerações futuras? Quais serão as tecnologias do futuro? No caso da água subterrânea, cuja exploração prevê a utilização de parte

das reservas (volumes não renováveis), como saber se isto compromete ou não as necessidades das gerações futuras? A resposta a essas questões é incerta. Sophocleous (*op. cit.*), considera o desenvolvimento sustentável um conceito poderoso e dinâmico, que precisa ser aprimorado para que os seus princípios possam ser convertidos em políticas realizáveis. A exploração da água subterrânea no século vinte trouxe grandes benefícios, mas, também, criou problemas complexos em alguns lugares. Problemas que, segundo Lant (1999 *apud* Custodio, *op.cit.*), as agências gestoras de água, as organizações técnicas e as regulamentações tecnológicas, ainda não estão preparadas para enfrentar.

Também os termos **regime de exaustão** e **superexploração** de um aquífero de grandes dimensões se enquadram como mal definidos e sem significado preciso. Mesmo assim, têm sido usados, a partir dos anos 70, por muitos setores da sociedade, particularmente, nas regiões áridas e semi-áridas (Custodio, *op.cit.*). Em tais regiões, a exploração de aquíferos costuma ser intensa, principalmente para irrigação, e a simples interferência entre poços associada ao mau gerenciamento acaba sendo chamada de superexploração. O uso intensivo da água subterrânea em muitas áreas, a crescente preocupação ambiental e a longa experiência com o desenvolvimento de aquíferos motivam, hoje, maior atenção aos aspectos negativos do desenvolvimento desse recurso. A percepção de evolução negativa ou talvez irreversível, comungada por muitos, embora diante de situações mal definidas e não controladas, cria o sentimento de que existe algo negativo a ser combatido (exemplos: Mossoró, Recife, Picos). Isto significa que alguma superexploração temporária do aquífero pode ser aceitável e até mesmo conveniente, desde que seja conduzida sob controle, isto é, desde que as suas características sejam conhecidas, os custos incorporados e os benefícios sociais otimizados. Aí se inclui a consideração do quanto possam ser aceitáveis ou passíveis de compensação os impactos ambientais.

Poucas informações e muitas incertezas hidrogeológicas podem levar à escolha de outras fontes de abastecimento d'água, com grandes infraestruturas e maiores custos. O pouco conhecimento sobre o sistema aquífero em exploração e sobre o comportamento da água subterrânea, é o que mais contribui para justificar a escolha de outras fontes de abastecimento, através de campanhas promocionais, por exemplo, gerando pressão popular com objetivos políticos, para manter atividades de negócios etc. A opção por soluções inadequadas, a baixa eficiência do uso da água subterrânea, a má construção de poços e a má gestão dos aquíferos, induzem a atividades especulativas sobre a superexploração.

As considerações acima tecidas mostram o quanto é difícil definir, em termos simples, conceitos como sustentabilidade, superexploração, regime de exaustão

e, finalmente, potencialidade de um aquífero, em face das inúmeras variáveis envolvidas e, sobretudo, das incertezas decorrentes do conhecimento insatisfatório dos reservatórios. E tudo isto associado com as lentas respostas transientes dos aquíferos devido ao grande volume de água subterrânea armazenado e ao lento e complexo padrão do fluxo subterrâneo. A decisão sobre que cifra deve ser adotada, como potencialidade para um dado aquífero, depende tanto dos aspectos hidráulicos ou técnicos e científicos do problema, como dos aspectos sociais, econômicos e legais que possam se apresentar. Como assinalam vários especialistas, a característica mais marcante da potencialidade é que a mesma não pode ser quantificada quando o aquífero encontra-se em seu estado virgem, sem captações significativas. Não obstante, nas fases iniciais, a falta de dados não causa maiores problemas, a menos que se trate de aquíferos com reservas pequenas, em relação aos recursos renováveis. Nos aquíferos regionais, com reservas muito grandes em relação aos recursos renováveis, a exploração pode ser iniciada com pouca ou nenhuma informação hidrogeológica. Com o tempo, o conhecimento vai sendo progressivamente adquirido e a previsão da potencialidade pode ser tecnicamente ajustada para atingir certos alcances da exploração. Mas, para isso, é preciso contar com instrumentos legais que permitam impor os limites de extração estabelecidos. Em outras palavras, se o aquífero é bem monitorado, avaliações confiáveis da descarga segura de exploração, isto é, da potencialidade, tendem a ser cada vez melhores com o passar do tempo, pois se disporá, cada vez mais, de informações confiáveis sobre a resposta do sistema.

Na conceituação de potencialidade, há que considerar duas situações muito distintas que são, num extremo, os aquíferos livres e, no outro extremo, os aquíferos confinados.

**Aquíferos Livres** - no primeiro caso, dos aquíferos livres, as interações com o ciclo hidrológico são francas, o que garante a reposição dos recursos renováveis, dentro de prazos viáveis. Entretanto, a facilidade e a presteza do reabastecimento dos aquíferos livres são apenas uma face da moeda. A outra face é a quase que imediata restituição das águas subterrâneas à rede hidrográfica, às fontes, brejos e exutórios em geral. Assim, captar integralmente os recursos renováveis, pode implicar na redução do fluxo de base dos rios e outros efeitos similares, a médio ou longo prazos, trazendo todo um cortejo de conflitos, de que nos dá testemunho eloqüente a experiência já adquirida. Assim, existe hoje uma forte tendência de se levar em conta a interação entre água subterrânea e água de superfície, limitando-se a potencialidade à descargas inferiores aos recursos renováveis, de modo a não comprometer o fluxo de rios nem as características ambientais de sistemas lacustres, brejos e pântanos. No caso de aquíferos livres, portanto, considera-



se sensato e realista conceituar potencialidade, no âmbito da gestão integrada água subterrânea/água de superfície, como um percentual dos recursos renováveis. Esse percentual é extremamente variável de caso a caso e, também, no tempo, não sendo descartada a possibilidade de que o mesmo possa, em situações específicas, ser considerado inicialmente como 100% dos recursos renováveis, podendo, até mesmo, incluir um certo percentual das reservas, como mostrado na figura 7.1.5. A potencialidade é, em suma, uma variável de decisão, a ser quantificada pelos gestores em função de um conjunto de fatores técnicos, sociais e econômicos. A diferença básica em relação aos aquíferos confinados é que aqui os recursos renováveis desempenham papel preponderante na quantificação da potencialidade, cabendo às reservas um papel muito pouco expressivo.

**Aquíferos Confinados** - no caso dos aquíferos confinados, no outro extremo, as interações com o ciclo hidrológico podem ser nulas ou podem gerar recursos renováveis muito pequenos em relação às reservas. O equilíbrio entre a recarga e a descarga natural foi estabelecido ao longo do tempo geológico e as condições hidráulicas regendo tanto esta quanto aquela, não são facilmente alteradas. Aplica-se particularmente aqui o **Princípio da Continuidade**, ou **Princípio da Conservação da Massa**. Este princípio, aplicado ao fluxo subterrâneo, foi expresso por Theis em 1940 (*in* Lohman, 1972), como se segue:

*“sob condições naturais, antes da perfuração de poços, os aquíferos encontram-se em um estado de equilíbrio dinâmico no qual, ao final de longos períodos de tempo, a recarga natural e a descarga natural se equilibram. A descarga através de poços é portanto uma nova descarga que vem perturbar este equilíbrio, acarretando uma redução do armazenamento. Um novo equilíbrio dinâmico só poderá ser atingido quando cessarem as perdas do armazenamento, isto é, quando (1) houver um aumento da recarga (natural ou artificial) ou (2) houver uma redução da descarga natural ou (3) houver uma combinação satisfatória de (1) e (2)”.*

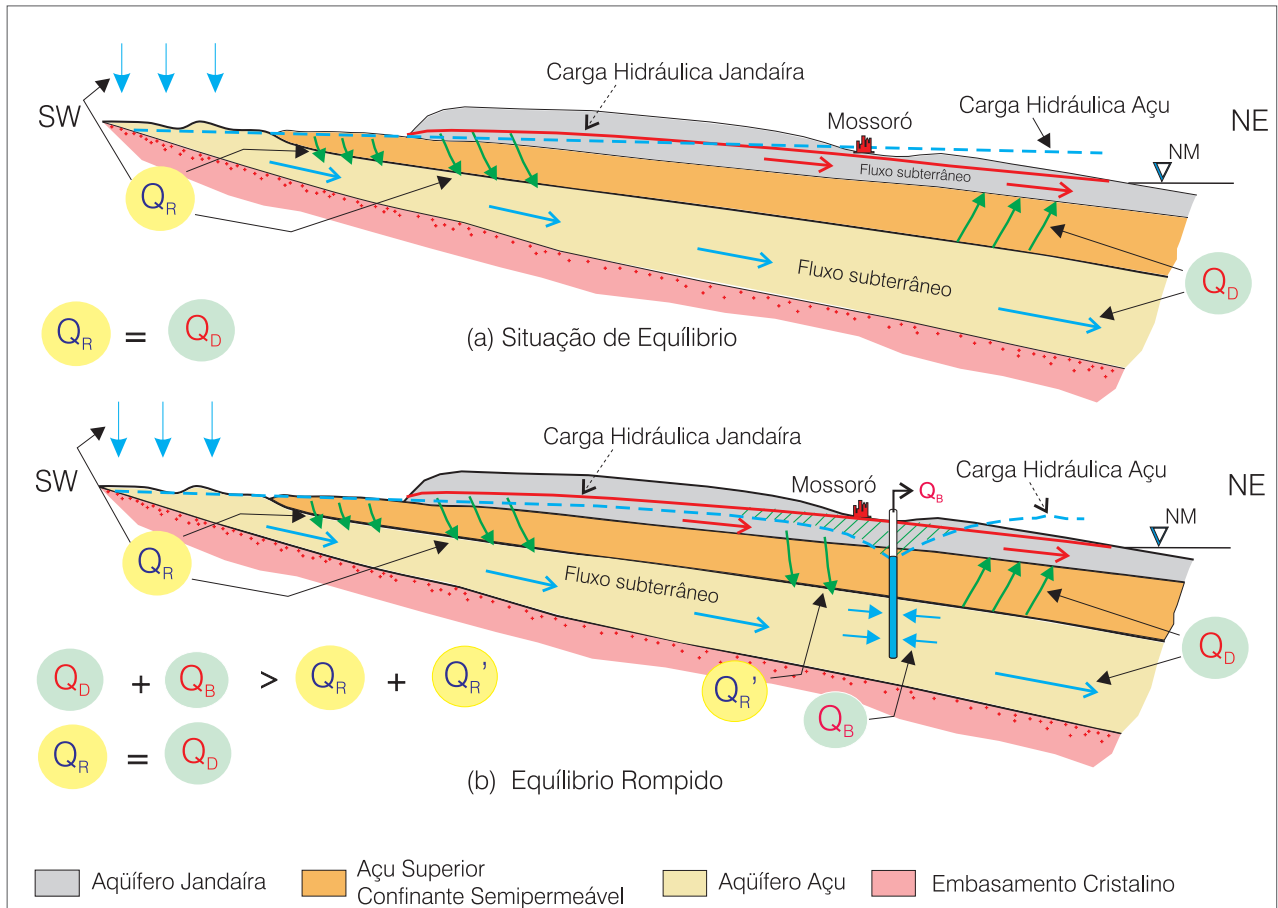
Dito em outras palavras, se os recursos renováveis são insignificantes no início da exploração e durante muito tempo, toda a água extraída dos poços é proveniente do armazenamento do aquífero. No caso particular dos aquíferos confinados, em pauta, predomina durante longo tempo os mecanismos de liberação de água por compressão elástica do meio poroso e, em pequena proporção, descompressão do líquido. Os volumes liberados por esses mecanismos são independentes do escoamento natural do aquífero e, em decorrência dos gradientes artificiais criados pelo bombeamento, fluem radialmente de todos os quadrantes na direção das captações, onde são extraídos. Fica claro, portanto, que, nos aquíferos confinados, durante um tempo bastante longo após o

início da exploração, a descarga natural tem pouca ou nenhuma participação na descarga dos poços. Assim, enquanto a evolução do cone de depressão não alterar as condições hidráulicas nas zonas de recarga e/ou nos exutórios, induzindo um aumento dos recursos renováveis (recarga natural) e/ou uma redução da descarga natural, um novo equilíbrio dinâmico não será atingido, o que se traduzirá pelo contínuo rebaixamento da superfície potenciométrica (figura 7.1.4). Um aumento da recarga (incluindo-se aí drenanças verticais a partir de níveis justapostos e/ou sotopostos) e/ou diminuição da descarga natural, virão propiciar excedentes de água ao sistema os quais contribuirão para a descarga dos poços, fazendo diminuir as perdas do armazenamento. No limite, se esses excedentes de água se tornassem iguais à descarga bombeada, cessariam as perdas do armazenamento e um novo equilíbrio dinâmico estaria estabelecido.

A despeito do simplismo do raciocínio acima, é muito difícil negar que essas são, realmente, as condições que prevalecem em aquíferos confinados de porte regional, mesmo porque as mesmas vêm sendo demonstradas pela experiência adquirida em vários mananciais deste tipo, submetidos à exploração prolongada, entre os quais citam-se os seguintes:

- aquífero Grand Junction (arenito Entrada, Jurássico), no Colorado (Lohman, 1972);
- aquífero Zarzis/Djerba do Mioceno Superior, no sul da Tunísia (Daniel, 1967);
- aquífero Continental Intercalar no Sahara, sul da Tunísia; o arenito da Núbia, no Egito; e o aquífero do Albiano, na bacia de Paris, citados por Margat (1967).
- aquífero Açú do Cretáceo, na bacia Potiguar, Rio Grande do Norte, Brasil (Feitosa, 1996; Manoel Filho *et. al.* 2002).

Assim, não se devem esperar, em princípio, reposições das descargas bombeadas dentro de prazos que possam ser considerados viáveis. Em contrapartida, são também remotos efeitos generalizados nos corpos d'água superficiais. Neste panorama geral, qualquer bombeamento de água subterrânea acarreta retirada do armazenamento, o que significa dizer que a exploração de aquíferos confinados deve ser considerada, em princípio e para efeitos de gestão, como se fazendo em regime de exaustão. Neste caso, portanto, considera-se sensato e realista conceituar potencialidade como sendo os recursos renováveis, mesmo que de longo prazo, mais um certo percentual das reservas. Ao contrário do que sucede no caso dos aquíferos livres, cabe aqui às reservas o papel principal na quantificação da potencialidade, sendo muito pequena a participação dos recursos renováveis. O percentual das reservas incluído na potencialidade não pode ser definido de antemão, uma vez que depende de inúmeros



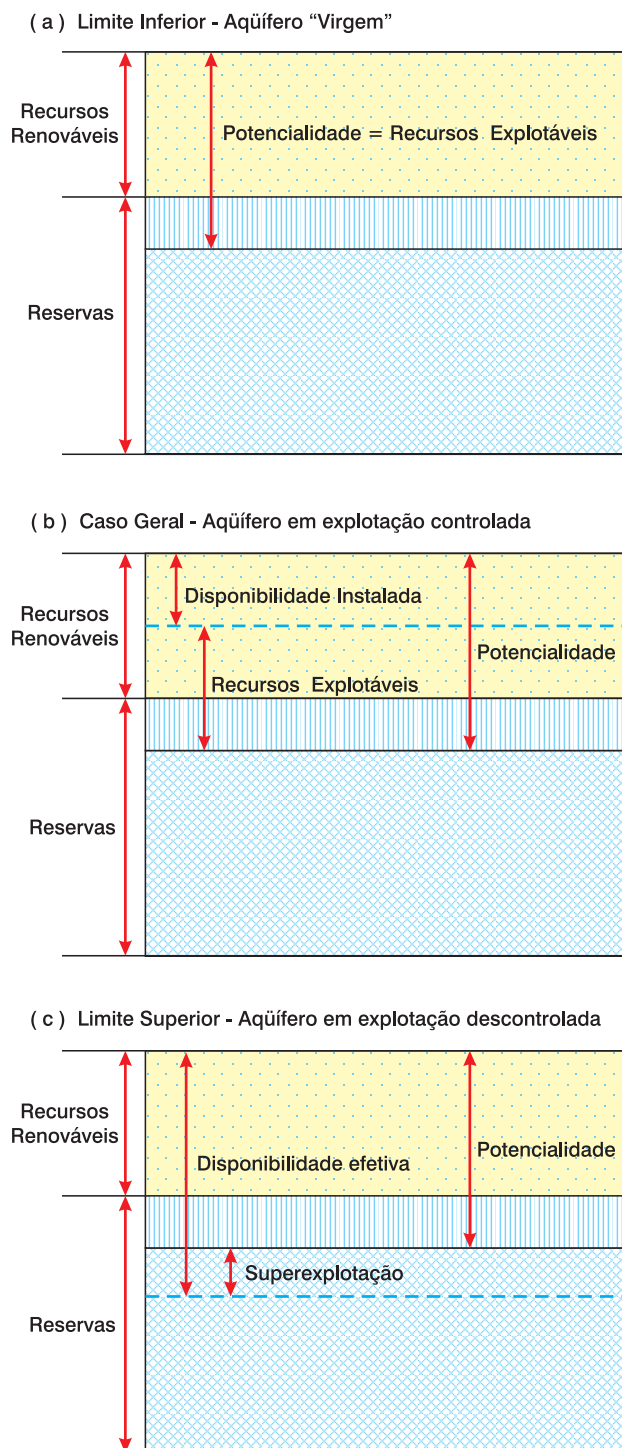
**Figura 7.1.4** - Modelo esquemático do comportamento hidráulico de aquíferos confinados durante a exploração. O exemplo mostra a situação do aquífero Açu na região de Mossoró, RN. (a) Antes de iniciada a exploração, o sistema estava em equilíbrio, com a recarga ( $Q_R$ ) igual a descarga ( $Q_D$ ). (b) A vazão extraída pelos poços ( $Q_B$ ), representa um incremento adicional na descarga. No caso, mesmo com um aumento da recarga, devido a uma drenagem vertical descentente ( $Q_R'$ ), proveniente do Jandaíra, em função de uma zona de inversão de carga provocada pelo bombeamento (zona hachurada), o volume das descargas supera o das recargas, provocando um desequilíbrio. Como as condições hidráulicas nas zonas de recarga e descarga permanecem inalteradas, os volumes de recarga e descarga natural continuam sendo os mesmos ( $Q_R = Q_D$ ). Portanto, o volume adicional de água sai do armazenamento do aquífero, refletindo nos níveis potenciométricos que evoluem continuamente no tempo (modificado de Feitosa, 1997).

fatores, os quais só podem ser conhecidos e quantificados após um certo tempo de monitoramento das respostas do aquífero ao bombeamento. Sua definição passará sempre pela complexa decisão de até onde o aquífero poderá ser exaurido e pela eleição de um ritmo conveniente de exaustão, em função dos condicionantes hidrogeológicos, sociais, econômicos e legais do contexto. Felizmente, entretanto, as grandes dimensões desses reservatórios subterrâneos permitem, muitas vezes, projetar alcances de 50 ou mais anos, ao longo dos quais torna-se possível recompensar os investimentos efetuados. No caso aqui analisado, dos aquíferos confinados, a potencialidade é também, com mais forte razão, uma variável de decisão cuja quantificação deve sofrer, inevitavelmente, reavaliações ao longo do processo, na medida da evolução do conhecimento do sistema aquífero. Consideram-se convenientes e sensatas quantificações conservadoras no início do processo,

de modo a não encorajar vultosos empreendimentos na região, sem a necessária convicção de que os mesmos se tornarão sustentáveis e produtivos no futuro. Considera-se preferível adotar essa postura e, a partir daí, zelar para que as quantificações da potencialidade sejam ampliadas – ou não – com segurança, na medida em que os novos conhecimentos adquiridos assim o autorizem.

### Recursos Disponíveis ou Disponibilidade

Na avaliação dos recursos hídricos subterrâneos de um dado aquífero, a situação mais comum é aquela em que já existe exploração significativa. Nessas condições, e conforme propõe Costa (1998), há que considerar a descarga já sendo retirada, definida como disponibilidade, e que envolve dois tipos: disponibilidade efetiva e disponibilidade instalada.



**Figura 7.1.5** - Conceitos de reservas e recursos de água subterrânea. (a) Situação antes de iniciar a exploração: a potencialidade, definida como os recursos renováveis mais um determinado percentual das reservas, representa os recursos explotáveis. (b) Situação após o início da exploração: os recursos explotáveis são definidos como a potencialidade menos a disponibilidade instalada, que representa a descarga potencial que pode ser extraída do aquífero através das captações existentes. (c) Situação crítica: a disponibilidade efetiva, que representa o volume real de água extraído do aquífero ultrapassou a potencialidade, ficando estabelecida a condição de superexploração.

**Disponibilidade Efetiva** - é definida como a descarga anual sendo efetivamente bombeada no momento considerado, estimada através do recenseamento das captações existentes, em funcionamento, na área do aquífero em estudo. Esta disponibilidade, assim definida, é simplesmente um número variável no tempo, resultante de uma constatação de ordem prática e objetiva, isto é, o número de poços existentes e suas produções observadas. Esta descarga real, assim constatada, é grandemente importante na elaboração de balanços hídricos e na calibração de modelos de fluxo. A disponibilidade efetiva pode variar entre zero, na ausência de captações, e um máximo igual à potencialidade. Tendo esta última como limite superior, a disponibilidade efetiva é uma descarga sustentável por definição, devendo crescer com o tempo, na medida em que novos poços sejam perfurados, acompanhando o crescimento da demanda. Aquela fração da disponibilidade efetiva que eventualmente exceda a potencialidade, deve ser considerada como **superexploração**.

**Disponibilidade Instalada** - é definida como a descarga possível de ser obtida a partir das captações existentes no aquífero em estudo, considerando-se o bombeamento em regime contínuo.

### Recursos Explotáveis

Como a disponibilidade instalada representa um certo percentual da potencialidade, é forçoso admitir a diferença entre esta e aquela, como a descarga adicional que ainda pode ser utilizada. A esta diferença será atribuída a designação de **recursos explotáveis**. Estes, tal como definidos, podem evidentemente variar entre um máximo equivalente à potencialidade, em regiões virgens, e zero, quando a exploração já estiver consumindo essa potencialidade.

Para finalizar, é apresentada a figura 7.1.5, esquemática, que não pretende representar um corte vertical em um aquífero mas, tão somente, prover uma visualização das relações existentes entre os quatro recursos e entre estes e as reservas. A posição da linha tracejada em azul, na figura, é arbitrária, indicando a existência de uma determinada disponibilidade instalada que pode variar de zero, na inexistência de captações, até um máximo equivalente à potencialidade.

### Referências

- AGUILLERA, F. La tragedia de la propiedad común o la tragedia de la mal interpretación en la economía? **Agricultura y Sociedad**, Madrid, v. 61, p. 157-181, 1991.
- ALLEY, W. M.; REILLY, T. E.; FRANKE, O. L. **Sustainability of ground-water resources**. U.S. Geological Survey. Circular, n.1186, 1999. 79 p.

- ASCE. **Groundwater basin management**. [S. l.]: American Society of Civil Engineers, 1961. (Manuals and reports on engineering practice nº 40). Revised, 1972.
- AZQUETA, D.; FERREIRO, A. **Análisis económico y gestión de recursos naturales**. Madrid: Alianza Editorial, 1994. p. 1-373.
- BACCHUS, S. T. Uncalculated impacts of unsustainable aquifer yield including evidence of subsurface interbasin flow. **Journal of the American Water Resources Association**, [S. l.] v. 36, n. 3, p. 457-481, 2000.
- BEAR, J.; LEVIN, D. The optimal yield of an aquifer. Artificial recharge and management of aquifers. **International Association Scientific Hydrology Publication**, [S. l.] n. 72, p. 401-402, 1967.
- BOGOMOLOV, G. V.; PLOTNIKOV, N. A. Classification des ressources d'eaux souterraines et evaluation de leurs reserves. **International Association Scientific Hydrology Publication**, [S. l.] n. 41, p. 263-271. SIMPOSIA DARCY, 1956, Dijon.
- BREDEHOEFT, J. D. Safe yield and the water budget mith. **Ground water**, [S. l.] v. 35, n. 6, p. 929, 1997.
- CASTANY, G. **Traité pratique des eaux souterraines**. Paris: Ed. Dunod, 1963. 657 p.
- CONKLING, H. Utilization of groundwater storage in stream system development. **Transaction of the American Society of Civil Engineers**, [S. l.] v. 111, p. 275-305, 1946.
- COSTA, W. D. Hidrogeologia In: Pernambuco. Secretaria de Ciência e Tecnologia e Meio Ambiente. **Plano de recursos hídricos de Pernambuco**. Recife: SECTMA/Diretoria de Recursos Hídricos, 1998. v. 3.
- CUSTODIO, E.; LLAMAS, M. R. **Hydrología subterránea**. 2. ed. Barcelona: Ed. Omega. 1983. 2 v.
- CUSTODIO, E. Hydrogeological and hydrochemical aspects of aquifer overexploitation. In: SIMMERS, et al. **Aquifer overexploitation: selected papers**. Hannover: International Association of Hydrogeologists, 1993. v. 3, p. 3-28.
- CUSTODIO, E. **The complex concept of overexploited aquifer**. Madrid: Fundación Marcelino Botín, 2000. 62 p. p 1-45 (Papeles del proyecto de aguas subterráneas. Serie A. Uso intensivo das aguas subterráneas, 2).
- CUSTODIO, E. Aquifer overexploitation: what does it mean? **Hydrogeology Journal**, v. 10, p. 254-277, 2002.
- DANIEL, J. M. Étude des répercussions d'une exploitation de longue durée sur un système aquifère artésien: étude de l'évolution de l'exploitation de la nappe artésienne de Zarzis-Djerba. **Chroniques d'Hydrogeologie**, Paris, n.11, p. 103-120, juin. 1967.
- FEITOSA, E. C. **A exploração do aquífero Açu na região de Mossoró**: caracterização da situação atual e perspectivas de atendimento da demanda futura. Recife: CPRM/ATEPE-LABHID-UFPE, 1996. 54 p. Relatório inédito
- \_\_\_\_\_. **Captação de Mossoró**: perspectivas de atendimento da demanda futura e previsão de níveis dinâmicos. Natal: CAERN/ATEPE-LABHID, 1986. 66 p. Relatório inédito.
- \_\_\_\_\_. **C. Parecer sobre as causas do aprofundamento dos níveis de bombeamento em Mossoró**. SERHID/R, Natal, 1997. Relatório inédito.
- \_\_\_\_\_. **Plano de recursos hídricos do Rio Grande do Norte**: estudos de base - caracterização hidrogeológica dos aquíferos do Rio Grande do Norte. Recife: FADE-LABHID/ HIDROSERVICE, 1998.
- FEITOSA, E. C. et al. **O Aquífero Cabeças no Vale do Gurguéia** - atualização dos conhecimentos. Recife: LABHID-UFPE/ DNOCS, 1990. v. 1, 204 p. Relatório Inédito.
- FEITOSA, F. A. C. **Estudo hidrogeológico do aquífero Cabeças no médio Vale do Rio Gurguéia/PI**. 1990. 474 f. v. 2. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE.
- FRANÇA, H. P. M. **Estudos de reconhecimento - Vale do Gurguéia/Piauí**. Teresina: DNOCS/OESA/TECNOSOLO/OTI/EPTISA, 1973. Relatório inédito.
- KAZMANN, R. G. **Modern hydrology**. New York: Harper & Row, 1965. p. 159-161.
- LANT, C. Human dimensions of watershed management. **Journal of the American Water Resources Association**, [S. l.] v. 35, n. 3, p. 483, 1999.
- LOHMAN, S. W. Groundwater Hydraulics. **U.S. Geological Survey. Professional Paper**, Washington, n. 708, p. 1-70, 1972.
- MANOEL FILHO, J.; DEMETRIO, J.G.A.; COSTA, W.D. **Diagnóstico da situação atual e possibilidades de ampliação da exploração de água subterránea na zona oeste da Bacia Potiguar – RN**. Recife : FUN-CATE – LABHID/FADE/UFPE, 2002.
- MARGAT, J. Remarques sur le bilans d'eau des nappes captives. **Chronique d'Hydrogeologie**, Paris, n.11, p. 121-129, juin, 1967.
- MARGAT, J. **De la surexploitation des nappes souterraines [On aquifer overexploitation]**. **Eaux souterraines et approvisionnement en eau de la France**. Orléans: Ed. BRGM, 1977. p. 393-408.
- MEINZER, O. E. Quantitative methods of estimating groundwater supplies. **Bulletin of the Geological Society of America**, [S. l.] v. 31, n. 2, p. 329-338, 1920.
- PLOTNIKOV, N. A. **Ressources en eaux souterraines**: classification et méthodes d'évaluation. Paris: Gauthier Villars, 1962. 194 p.

REBOUÇAS, A. C. Gestão sustentável dos grandes aquíferos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 8, 1994. **Anais...** Recife: ABAS, 1994. p. 131-139.

SOPHOCLEOUS, M. Managing water resources systems: why "safe yield" is not sustainable. **Ground Water**, [S. l.] v. 35, n. 4, p. 456, 1997.

SOPHOCLEOUS, M. From safe yield to sustainable development of water resources - the Kansas experience. **Journal of Hydrology**, [S. l.] v. 235, n. 1, p. 37- 43, 2000.

SOPHOCLEOUS, M. The origin and evolution of safe yield policies in the Kansas Groundwater Management Districts. **Natural Resources Research**, [S. l.] v. 9, n. 2, p. 99-110.

TODD, D. K. **Groundwater hydrology**. New York: John Wiley & Sons, 1958. p. 1-136.

TODD, D. K. **Groundwater hydrology**. New York: John Wiley & Sons, 1959. 319 p.

VAN DER HEIJDE, P. et al. **Groundwater management: the use of numerical models**. 2. ed. Washington: American Geophysical Union, 1985. 180 p. (Water Resources Monograph, 5).

WORLD COMMISSION ON ENVIRONMENT AND DEVELOPMENT – WECD. **Our common future**. (Bruntland Commission). Oxford: Oxford University Press, 1987. n. 4.

YOUNG, R. A. Managing aquifer overexploitation: economics and policies. In: SIMMERS, I. et al (Ed.). **Aquifer overexploitation: selected papers**. Hannover: IAH, 1993. v. 3, p. 199-222.



## Capítulo 7.2

## MONITORAMENTO EM ÁGUA SUBTERRÂNEA

Suely Schuartz Pacheco Mestrinho

## 7.2.1 Introdução

A água subterrânea é um recurso precioso, limitado e vulnerável à intervenção humana no ambiente. Os principais problemas associados aos sistemas de água subterrânea são a poluição e a superexploração. A disponibilidade do recurso, em quantidade e qualidade, para as gerações atuais e futuras, exige a adoção de estratégias de proteção. O monitoramento é um instrumento importante para avaliação do estado atual do reservatório aquífero, tanto em termos de quantidade como de qualidade, que auxilia nas decisões relativas à exploração, desenvolvimento e gerenciamento das águas subterrâneas.

Tendo em vista que as águas subterrâneas exercem diferentes funções - social, econômica e ambiental - um programa efetivo de monitoramento deve envolver o controle da qualidade e da quantidade, considerando sua inter-relação com as águas superficiais, condições climáticas e de uso e ocupação da terra. O planejamento desse programa enfrenta vários obstáculos de ordem conceitual, técnica e financeira, em função da indisponibilidade de dados e da heterogeneidade dos meios aquíferos. Em quase todo o mundo, as redes de monitoramento das águas subterrâneas, principalmente do estado qualitativo, são escassas ou se encontram num estágio inicial. É um fato que limita a troca de experiências técnico-científicas sobre o assunto.

Este capítulo trata das etapas envolvidas no monitoramento das águas subterrâneas, com o objetivo de fornecer suporte à tomada de decisões. Dada a natureza complexa e multidisciplinar do monitoramento, a discussão não engloba o aprofundamento teórico ou mesmo instrumental das técnicas aplicadas. São apresentados conceitos básicos, algumas particularidades inerentes ao planejamento do programa e referências de textos para consulta complementar. É um início da discussão sobre o tema.

## 7.2.2 Conceitos e Objetivos do Monitoramento

O monitoramento em águas subterrâneas é um processo sistemático que engloba a coleta, o armazenamento, a análise e a interpretação de dados, geralmente incluindo:

- observações sistemáticas dos processos dinâmicos mais significativos do sistema aquífero como vazões bombeadas, níveis e qualidade da água;
- análise e interpretação dos dados obtidos, para avaliar as mudanças verificadas no aquífero em relação a um estágio anterior de conhecimento, permitindo diagnosticar em um dado momento a extensão dos efeitos da exploração e a ocorrência de eventuais danos; e
- formalização de subsídios aos gestores, com base nos diagnósticos acima, visando à tomada de decisões.

Dois tipos de monitoramento podem ser considerados: o básico e o específico. O primeiro tem como principal objetivo informar sobre a variação temporal e espacial da reserva, dos recursos e da qualidade da água do aquífero em estudo, ao longo da sua exploração. O monitoramento específico, por sua vez, considera quatro tipos (Foster e Gomes, 1989):

- monitoramento de detecção (por exemplo, para flagrar uma contaminação por hidrocarboneto);
- monitoramento preventivo (por exemplo, para avaliar o risco de contaminação de um aquífero por nitrato) ou defensivo, para orientar a remediação de um dano já produzido (por exemplo, uma subsidência de terras resultante de bombeamentos);
- monitoramento de avaliação, para compreensão de determinado processo atuando no aquífero (por exemplo, para avaliar a extensão, direção e velocidade de avanço de uma pluma de contaminação); e
- monitoramento de vigilância, para evitar, por exemplo, a salinização de aquíferos costeiros por intrusão de água salgada.

De forma mais ampla, o monitoramento preventivo aplica-se a problemas de poluição, mudanças no uso da terra e exploração excessiva. Os objetivos do monitoramento podem ser bem definidos a partir de um modelo conceitual preliminar do sistema aquífero, que caracterize de forma consistente o estágio de conhecimento da circulação das águas subterrâneas, da hidrogeoquímica e da conectividade com as águas superficiais.

O modelo conceitual inicial é aperfeiçoado através de um processo de calibração e validação, baseado em observações, à medida que a informação do monitoramento evolui. A Figura 7.2.1 apresenta a seqüência de etapas e atividades que integram um programa de monitoramento.

A estratégia de proteção das águas subterrâneas abrange dois focos principais: um voltado para o aquífero e o outro, para pontos de captação. Os programas de monitoramento são operacionalizados em nível internacional, nacional, regional ou local. Os dois primeiros são tipicamente para monitoramento básico ou de caracterização do atual estado quantitativo e qualitativo, enquanto os dois últimos são orientados também para objetivos específicos. O monitoramento preventivo ou defensivo de uma fonte de contaminação ou de uma obra de captação é independente e serve de suporte para os demais.

### 7.2.3 Implantação de Redes de Monitoramento

As redes de monitoramento são implantadas para fornecer conhecimentos sobre os sistemas aquíferos, através da caracterização espacial e temporal da variação das reservas, dos recursos e da qualidade das águas subterrâneas. O planejamento adequado da exploração requer o máximo de informações possíveis, dentre

outras: geometria e delimitação do aquífero (escala de trabalho); regime e direção do fluxo subterrâneo; áreas de recarga e descarga; características hidrodinâmicas das zonas não saturada e saturada; fontes de poluição; vulnerabilidade do aquífero e uso da água. As redes devem ter características próprias e adequadas aos objetivos a que se destinam. A coleta de informações é a etapa inicial ou de **pré-monitoramento** que auxilia na tomada de decisões para seu planejamento e criação (definição da malha, locação de pontos, freqüência de coleta, metodologias, processamento de dados etc). O custo de instalação de uma rede é relativamente alto e precisa ser otimizado. Em geral, se desenha uma rede preliminar que evolui para uma rede permanente e operativa, conforme sua viabilidade de execução.

As limitações e dificuldades técnicas para implantação da rede estão associadas à heterogeneidade hidráulica do aquífero, ao posicionamento adequado do poço de observação em relação ao fluxo, à sua construção, às técnicas de coleta e análise da água, e ao custo envolvido. Hirata e Fernandes (op. cit), Fetter (2001) e Nielsen (1991) são alguns dos autores que discutem o assunto.

Uma rede de amostragem regional, nacional ou internacional pode ser gerenciada por diferentes organizações, o que exige a harmonização de procedimentos no planejamento e operação do projeto, de modo a facilitar a integração e troca de informações de monitoramento entre usuários.

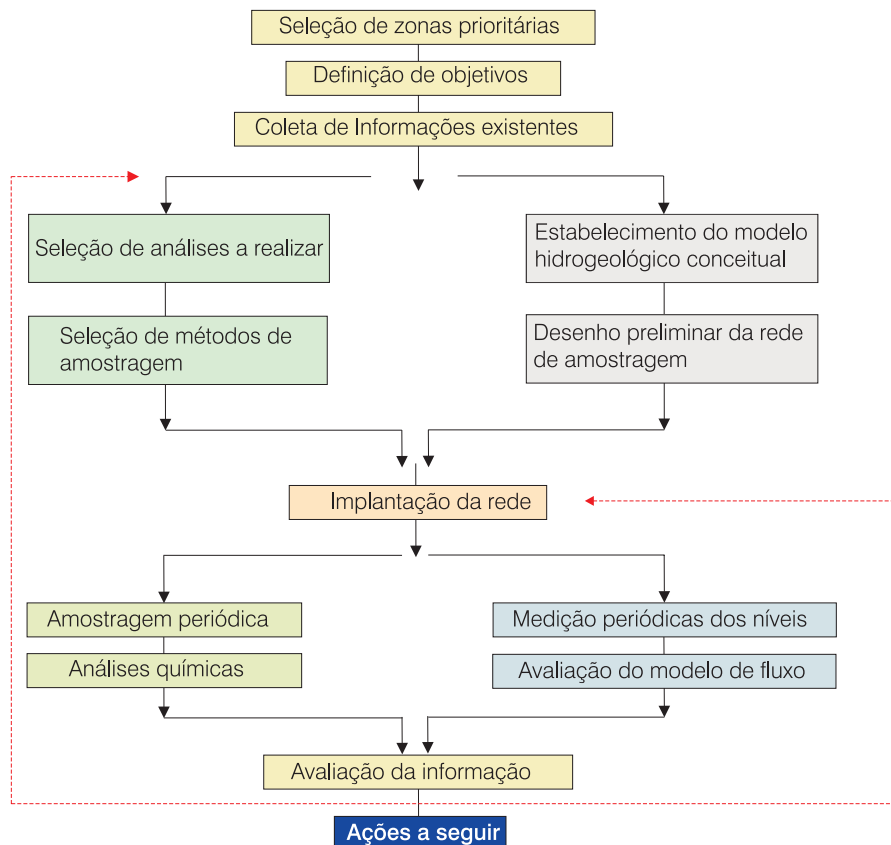


Figura 7.2.1 - Estrutura de um programa de monitoramento (modificado de Hirata e Fernandes, 2006).



## Seleção de Zonas Prioritárias

As zonas para implantação de redes de monitoramento são priorizadas em função dos seguintes critérios:

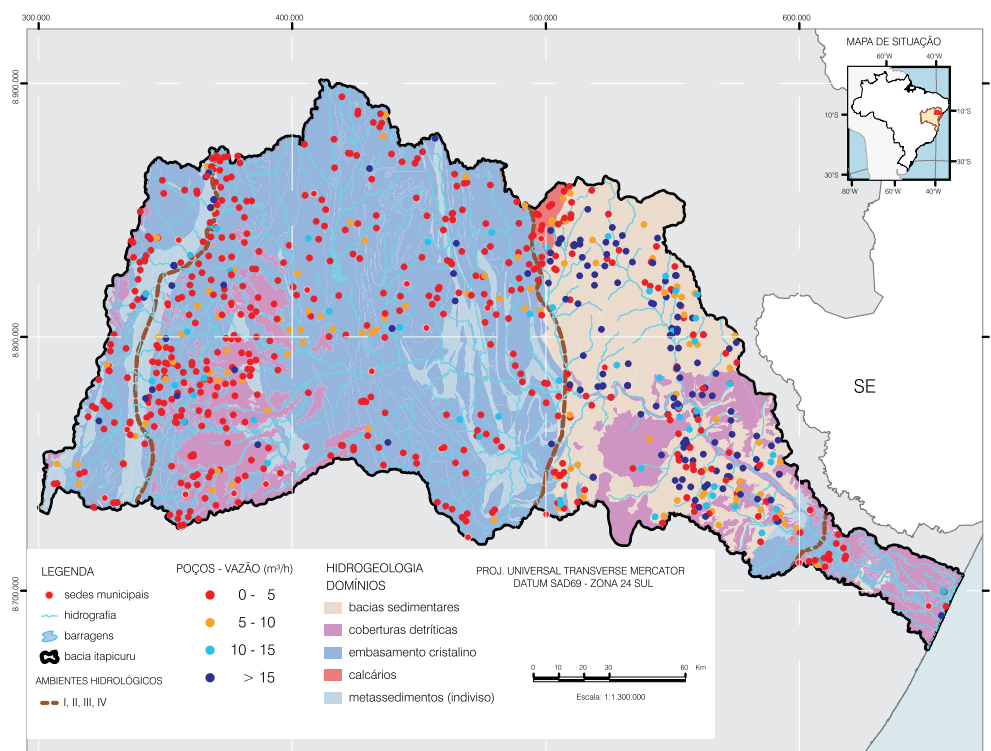
- modelo conceitual do regime de fluxo e sua interconexão com as águas ou ecossistemas superficiais;
- vulnerabilidade natural dos aquíferos à poluição;
- fontes potenciais de poluição;
- densidade de poços de abastecimento;
- passivos e ativos do uso e ocupação da terra;
- anomalias nas condições naturais.

No monitoramento básico de avaliação dos padrões regionais naturais de qualidade e quantidade, recomenda-se que os pontos de observação não sejam posicionados próximos às fontes potenciais de poluição ou de áreas de maior adensamento de poços de captação. Na utilização das informações como referência para zonas de monitoramento específico, é importante que se considere o critério de homogeneidade espacial das condições hidrogeológicas.

Nos trabalhos regionais, estudos preliminares com dados de captações subterrâneas auxiliam a identificação de zonas prioritárias. A título de ilustração, se discute a seguir o estudo regional da qualidade das águas subterrâneas da bacia do rio

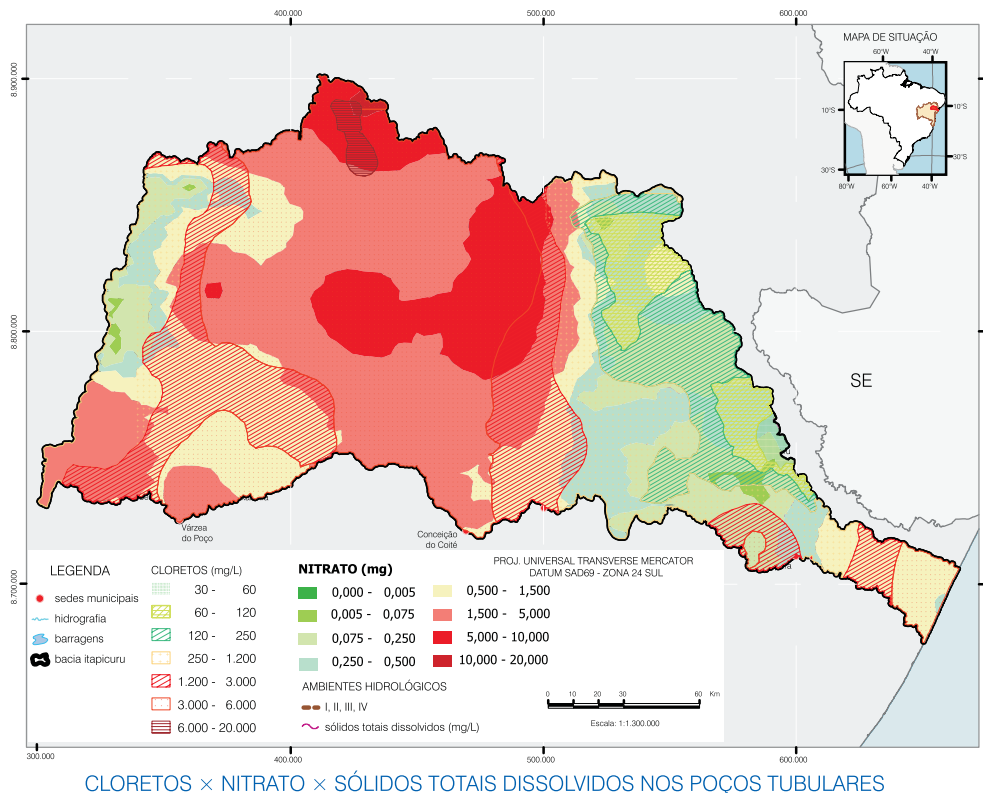
Itapicuru, Bahia, a partir dos dados históricos (1960 - 2001) de mais de 900 poços tubulares, usando-se técnicas de geoprocessamento (Mestrinho, 2004). Dados sobre profundidade, potenciometria, testes de bombeamento e alguns dados químicos foram submetidos a tratamento estatístico e geoestatístico, utilizando-se os *softwares S-Plus e ArcGis 8.2*. A base metodológica é simples e os resultados evidenciam a influência do clima, bombeamento e ocupação demográfica nos quatro domínios hidrogeológicos da bacia (figuras 7.2.2 e 7.2.3).

Constata-se um zoneamento dos dados físicos e químicos das águas subterrâneas na bacia, cuja interpretação tem coerência científica e prática. As maiores vazões estão associadas aos poços profundos do domínio das bacias sedimentares e em áreas com maior índice de precipitação (setores do alto e baixo curso do rio). Zonas com altos teores de cloretos, STD e nitratos são observadas na área de maior aridez (setor médio), onde os aquíferos do embasamento cristalino exibem maior vulnerabilidade (menor profundidade, zonas de fraturamento intensivo e manto de intemperismo pouco espesso) e a ocupação demográfica é mais expressiva. Essas e outras informações geradas nos demais estudos da bacia, que incluem o mapeamento da vulnerabilidade dos aquíferos e de atividades de uso da terra (Mestrinho *et al.*, 2008), são extremamente úteis para nortear projetos de monitoramento regional e específico em áreas apontadas como prioritárias na bacia.



Domínios Hidrogeológicos / Vazão dos Poços Tubulares

Figura 7.2.2 - Distribuição dos poços tubulares nos domínios hidrogeológicos da bacia do rio Itapicuru, Bahia (modificado de Mestrinho *et al.*, 2004).



**Figura 7.2.3** - Zoneamento de dados químicos dos poços tubulares da bacia do rio Itapicuru, Bahia (modificado de Mestrinho *et al.*, 2004).

Em todo o mundo, as redes de monitoramento preventivo mais comuns se destinam ao aferimento das descargas e níveis d'água. As redes nacionais de qualidade são menos desenvolvidas e estão em operação em bem poucos países. Em conformidade com as estratégias definidas na Legislação Européia (DMA 2000/60/EC), a Espanha está desenvolvendo um programa de caracterização periódica do estado inicial ou básico (a cada seis anos) das massas de águas subterrâneas (localização, características geológicas, fluxo, balanço hídrico, qualidade química, pressões antrópicas e risco de contaminação). As zonas prioritárias para caracterização adicional ou monitoramento anual são aquelas cujas águas apresentam maior risco ou comprometimento ou são destinadas ao abastecimento humano (Lopez-Vera, 2006).

A criação de redes de monitoramento de águas subterrâneas nos estados brasileiros é recente, e data de 2004. São Paulo, Minas Gerais, Pernambuco e Rio Grande do Norte já contam com redes para diferentes finalidades e com características próprias. Na sua maioria, foram implantadas para controlar o risco de contaminação, advindo da intensificação da exploração, adotada para suprir o déficit de água superficial.

No Brasil não existe rede nacional de monitoramento da qualidade e da quantidade de água subterrânea ou integrada às demais redes hidrológicas. É urgente e necessária uma revisão do arcabouço legal do país com respeito aos recursos hídricos subterrâneos.

### Seleção de Pontos e Frequência de Monitoramento

Os pontos de monitoramento incluem as nascentes, poços de produção e poços de monitoramento. As cacimbas e poços desativados não tamponados podem ser utilizados para observação do nível d'água. Informações sobre pontos de nascentes são, muitas vezes, disponíveis nos órgãos municipais de saúde, que monitoram a potabilidade da água. É necessário que as nascentes apresentem vazão permanente, estejam protegidas de enxurradas e com fácil acesso para coleta. O cadastro dos poços de abastecimento, incluindo o perfil construtivo, pode ser, geralmente, encontrado em órgãos outorgantes. A construção dos poços utilizados deve estar em conformidade com os padrões das normas ABNT para poços tubulares profundos (NBR 12.244/92 e NBR 12.212/92) e de monitoramento (NBR – 13.895/1997).

A densidade da rede depende do tipo e escala de monitoramento. Na definição da rede preliminar, é aconselhável a vistoria em campo para avaliar critérios adicionais de acessibilidade, ocupação no entorno etc. Pontos próximos a sistemas de tratamento de água (cloração e fluoração) devem ser posicionados a montante. As informações obtidas na rede preliminar servirão de suporte para o desenho da rede permanente (ver também capítulo 4.1).

No monitoramento específico, é freqüente a subdivisão da área em quadrículas (25 – 500 km<sup>2</sup>) considerando critérios de vulnerabilidade, presença de fontes poluentes e disponibilidade de recursos. No mínimo, um ponto por quadrícula é alocado. É aconselhável a locação de pontos próximos a estações pluviométricas e fluviométricas, ou a montante e a jusante das áreas de recarga ou das fontes de poluição.

No monitoramento regional, a densidade de pontos é grande. Para o controle da qualidade, a *EuroWaternet* recomenda o mínimo de um ponto a cada 100 km<sup>2</sup>, em massas de água sem comprometimento, e um ponto a cada 25 km<sup>2</sup>, em áreas com anomalias hidroquímicas associadas a fontes difusas. Auge (2006) sugere para a rede regional um poço a cada 500 a 2.000 ha, e no monitoramento local, uma densidade de 2 a 5 poços por ha. Para monitoramento do nível d'água, a densidade da rede é sempre maior.

A freqüência da coleta depende, em especial, das características do(s) aquífero(s), das fontes e usos da água. Deve ser suficiente para registrar as tendências nos parâmetros investigados, levando-se em conta as variações da extração e recarga a curto e longo prazo, e que interferem nos valores obtidos. Em geral, a rede preliminar é reavaliada após um período de controle (no mínimo de um ano) e os pontos sem variações significativas poderão ter a freqüência ampliada.

## 7.2.4 Monitoramento do Estado Quantitativo

O monitoramento quantitativo é a medida sistemática dos níveis de água (no mínimo mensal) numa rede de poços de monitoramento e em locais de descarga natural (exutórios). É importante para acompanhar a evolução/recuperação dos rebaixamentos dos níveis da água, estabelecer vazões máximas de exploração e auxiliar a modelagem conceitual e numérica do aquífero. Tem sido aplicado às seguintes situações:

- áreas onde se localizam poços de abastecimento público;
- zonas de grande densidade de poços, que podem acarretar super exploração local; e
- áreas de interesse hidrogeológico, por sua relação com a rede fluvial ou com a descarga natural do fluxo.

A densidade de pontos e freqüência de controle dependem da disponibilidade de recursos humanos, financeiros e instrumentais. Recomenda-se que os níveis sejam medidos em repouso, sem influência do bombeamento, o que é difícil no caso de poços que operam de modo contínuo. Nos casos de monitoramento de poços de produção, entretanto, é possível acompanhar a evolução dos rebaixamentos regionais, evidenciando a real situação potenciométrica de um aquífero em exploração.

As técnicas usadas incluem métodos manuais e de registro contínuo dos níveis d'água. Atualmente, já estão disponíveis sistemas telemétricos e automáticos que permitem medidas contínuas e confiáveis do nível d'água. O sistema é composto por sonda de coluna d'água submersa, acoplada a um *datalogger*, que faz a medição periódica e o registro autônomo dos dados em uma memória. Os resultados são transferidos para o computador e, com a ajuda de um *software*, é possível programar o sistema no local ou à distância. O *datalogger* é comercializado em diferentes modelos, inclusive com sensores de temperatura e condutividade da água, conforme já abordado no capítulo 6.3.

As variações na superfície freática dos aquíferos livres ou na superfície potenciométrica dos confinados, indicam alteração na reserva de água subterrânea armazenada. No primeiro caso, trata-se de reserva armazenada por saturação, enquanto que no segundo caso fala-se de reserva armazenada sob pressão (capítulo 7.1). Essas variações podem ser decorrentes de causa natural (relação recarga-descarga) ou artificial (extração). A queda do potencial hidráulico por extração para uso é a mais freqüente. Em situações particulares, de interconexões entre águas subterrâneas e superficiais, podem ocorrer modificações naturais na recarga e descarga da água subterrânea.

## 7.2.5 Monitoramento do Estado Qualitativo

O monitoramento da qualidade das águas tem como objetivos principais o controle, diagnóstico e prognóstico do risco de contaminação. Torna-se obrigatório quando o perigo de contaminação é confirmado. Como objetivos específicos, são citados:

- avaliar a distribuição espacial da qualidade da água, relacionada à presença de contaminantes ou de intrusão salina costeira;
- identificar o início da contaminação;
- fazer prognósticos sobre a chegada de águas contaminadas a fontes importantes de abastecimento;
- controlar a qualidade de águas subterrâneas utilizadas para consumo humano ou uso industrial e agrícola;
- avaliar a extensão de eventuais danos ou plumas de contaminação; e
- fornecer subsídios para orientar a responsabilidade legal dos incidentes de contaminação.

Um programa de monitoramento envolve as seguintes etapas: planejamento (projeto); execução; interpretação; avaliação dos resultados; e reavaliação do programa. As atividades inseridas no planejamento são apresentadas na figura 7.2.4. Na estruturação do projeto de monitoramento, é importante a definição clara dos objetivos, com base na resposta às seis questões fundamentais: por que monitorar? (meta);

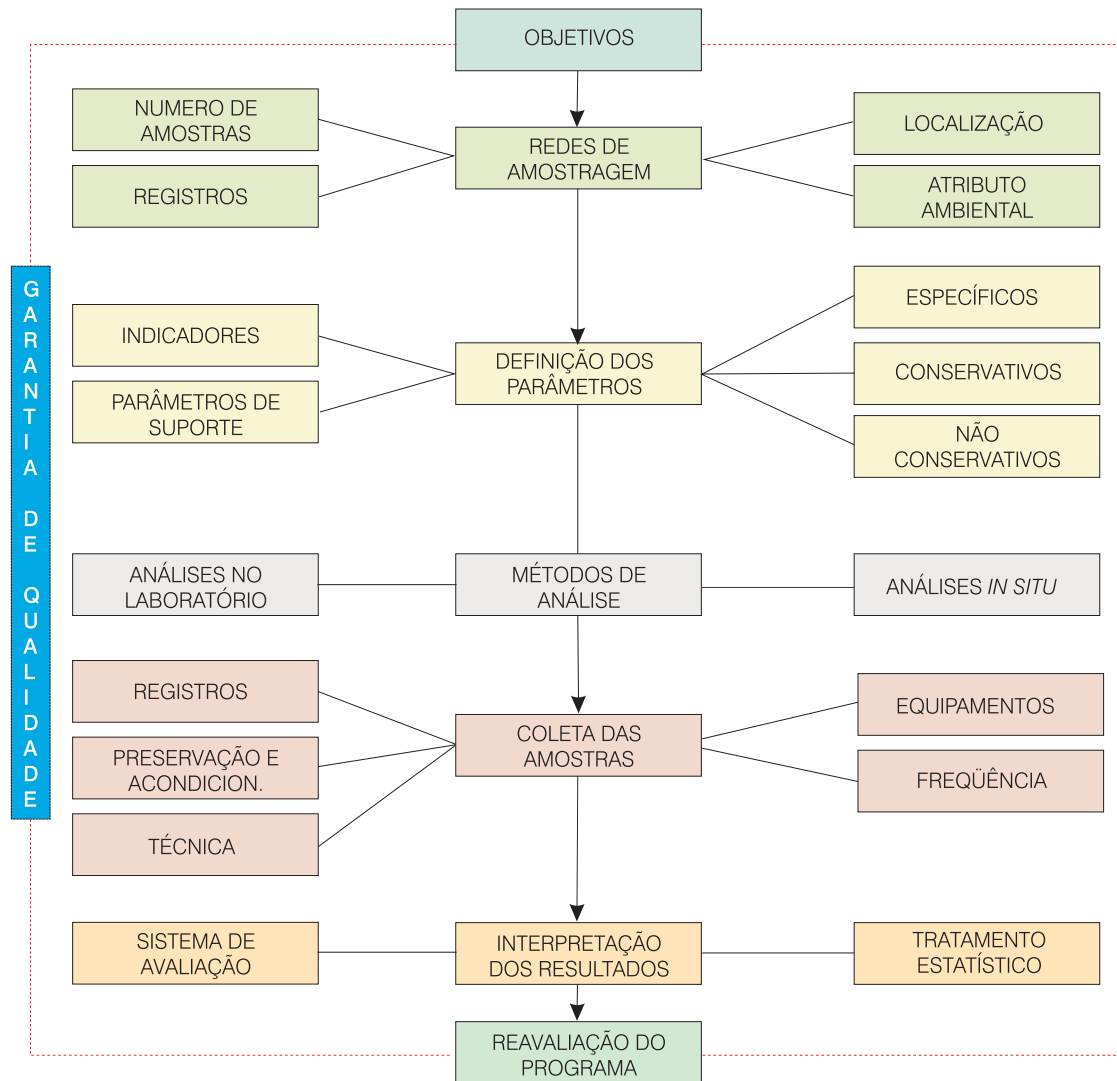


Figura 7.2.4 - Planejamento do monitoramento da qualidade da água.

quem irá monitorar? (responsável); quais os parâmetros de controle? (atividade e meio hidroquímico); onde? (local); quando e com que frequência deve-se medir? (prazo); com qual tecnologia deve-se medir? (métodos). Muitas vezes se inicia um monitoramento sem que se saiba exatamente para quê, onde e como os dados serão utilizados.

As redes de controle da qualidade da água e prevenção de possíveis contaminações são diferenciadas conforme os objetivos e casuística dos possíveis focos de contaminação, ou seja: para controle de fitossanitários (adubos, pesticidas, herbicidas e outros compostos orgânicos), atividades industriais e solos potencialmente contaminados.

Os poços devem ser locados em pontos ou áreas com características hidrogeológicas conhecidas, pré-definidas com o apoio de um bom banco de dados e/ou estudos anteriores, incluindo o inventário de possíveis fontes impactantes. A distribuição dos pontos com distintos usos da água deve ser observada. Aconselha-se evitar substituição de pontos, para melhor acompanhar as mudanças e tendências.

Na prática, o ideal é a utilização de uma rede com pontos fixos de monitoramento, para a obtenção de séries históricas de dados que levarão a uma melhor compreensão do sistema aquífero. A amostragem de uma bateria de poços é realizada dos poços a montante para jusante.

No planejamento são definidos os procedimentos operacionais inerentes à coleta (frequência, métodos, parâmetros indicadores da qualidade da água), à análise (métodos analíticos), e ao controle e garantia de qualidade dos resultados para minimizar custos e garantir o alcance dos objetivos. Todos os procedimentos devem ser padronizados. Na seleção dos métodos analíticos, é importante considerar os limites de detecção do método para os parâmetros investigados.

A coleta das amostras é uma das maiores fontes de erro que, comumente, não pode ser corrigido. Sobre os métodos de coleta e análise, o leitor deve consultar o capítulo 5.1 e textos específicos, dentre outros: API (2000); APHA (1997); CETESB (1987); Fetter (2001); Barcelona *et al.* (2005); Gibbs *et al.* (1981); Puls e Barcelona (1996).

Recomenda-se retirar a amostra do poço após a estabilização da medida dos parâmetros de turbidez, condutividade, pH, oxigênio dissolvido e Eh. Na investigação de vários parâmetros na água, a ordem de coleta deve seguir a estabilidade (susceptibilidade de volatilização) dos constituintes, por exemplo: inicialmente são os orgânicos voláteis, seguidos dos orgânicos semi-voláteis, metais solúveis, carbono orgânico total (COT), organo-halogenados dissolvidos (DOX), fenóis, surfactantes, nitrato, nitrito e amônia.

Na definição dos parâmetros a serem monitorados se considera a hidroquímica natural, a qualidade da água para uso e as fontes de poluição. Para a caracterização da hidroquímica natural, devem ser analisados os elementos maiores e traços. Para a contaminação, entre os distintos parâmetros indicadores, devem estar incluídos o pH, STD, turbidez, condutividade, nitratos e coliformes termotolerantes. Os parâmetros físico-químicos não conservativos (pH, Eh, temperatura, condutividade, alcalinidade, STD e OD) são usados como suporte para acompanhar o comportamento hidrogeoquímico (solubilização, forma química, mobilidade) de constituintes conservativos como cloretos, nitratos, amônia, metais etc. No controle da potabilidade, são analisados os parâmetros estabelecidos na legislação pertinente, os quais devem ser investigados, ao menos, de modo ocasional. O incremento de parâmetros como cloreto, nitrato, condutividade e pH já

pode indicar início de comprometimento da água. Para o diagnóstico e prognósticos de danos, são investigados os indicadores relacionados às fontes de poluentes, considerando a disponibilidade de referências para comparação ou, mesmo, de valores de caracterização inicial dos padrões locais.

No monitoramento da qualidade das águas subterrâneas no estado de São Paulo, a CETESB adota 7 (sete) grupos de parâmetros (tabela 7.2.1), definidos com base na Portaria 518/2004, do Ministério da Saúde. Os parâmetros dos grupos 1 ao 5 são determinados em todos os pontos da rede. Algumas substâncias do grupo 5 têm frequência de determinação diferenciada, em função da variação temporal dos resultados. Os parâmetros dos grupos 6 e 7 são determinados por região, dependendo do histórico de uso e ocupação do solo.

### Monitoramento da Zona não Saturada

Os aquíferos apresentam diferentes aspectos hidrogeológicos e hidrogeoquímicos. Nas idéias pré-conceituais, prevalecem generalizações, dentre as quais a “relativa” homogeneidade das unidades hidrogeológicas. A contaminação pode se infiltrar do solo até zonas mais profundas, com fluxo multifásico e interativo, através das camadas sedimentares não consolidadas, rochas fraturadas e substratos de baixa permeabilidade. Entre a zona não saturada (ZNS)

Grupo 1 MEDIÇÕES EM CAMPO	Grupo 2 - ÍONS MAIORES E INDICADORES		Grupo 3 NUTRIENTES
<ul style="list-style-type: none"> <li>pH</li> <li>Condutividade elétrica</li> <li>Nível d'água</li> <li>Temperatura da água</li> <li>Vazão</li> <li>Tempo de bombeamento</li> <li>Coordenadas geográficas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Cálcio</li> <li>Magnésio</li> <li>Sódio</li> <li>Potássio</li> <li>Sulfato</li> <li>Cloreto</li> <li>Alcalinidade</li> <li>Fluoreto</li> <li>Dureza total</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Oxigênio dissolvido</li> <li>Carbono orgânico total</li> <li>Sólidos dissolvidos totais(105°C)</li> <li>Sólidos totais (105 °C)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Nitrato</li> <li>Nitrito</li> <li>Amônia</li> <li>Nitrogênio <i>Kjeldhal</i></li> <li>Fósforo</li> </ul>
<b>Grupo 4 - INDICADORES MICROBIOLÓGICOS</b>			
		<ul style="list-style-type: none"> <li>Coliformes totais</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><i>Escherichia coli</i></li> </ul>
<b>Grupo 5 - ELEMENTOS TRAÇOS</b>		<b>Grupo 6 - COMPOSTOS ORGÂNICOS VOLÁTEIS</b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>Ferro (filtrado e não filtrado)</li> <li>Manganês (filtrado e não filtrado)</li> <li>Alumínio</li> <li>Antimônio</li> <li>Arsênio</li> <li>Bário</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Boro</li> <li>Cádmio</li> <li>Chumbo</li> <li>Cobre</li> <li>Cromo</li> <li>Mercúrio</li> <li>Selênio</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Benzeno</li> <li>Etilbenzeno</li> <li>Tolueno</li> <li>Xileno</li> <li>Tetracloroetileno</li> <li>Tricloroetileno</li> <li>1,2 dicloroetano</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Cloreto de vinila</li> <li>Clorofórmio</li> <li>1,2 dicloroeteno</li> </ul>
<b>Grupo 7 - PESTICIDAS</b>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>Alaclor</li> <li>Aldrin e Dieldrin</li> <li>Atrazina</li> <li>Bentazona</li> <li>Clordano</li> <li>2,4 D</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>DDT (isômeros)</li> <li>Endossulfan</li> <li>Endrin</li> <li>Glifosato</li> <li>Heptacloro</li> <li>Hexaclorobenzeno</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Lindano (g-BHC)</li> <li>Metolacoloro</li> <li>Metoxicloro</li> <li>Molinato</li> <li>Pendimetalina</li> <li>Pentaclorofenol</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Permitrina</li> <li>Propanil</li> <li>Simazina</li> <li>Trifluralina</li> </ul>

Tabela 7.2.1 - Parâmetros para monitoramento das águas subterrâneas (adaptado de Dias *et al.*, 2006).

e a zona saturada (ZS) ocorrem processos físicos, químicos e bioquímicos entre a água, minerais, gases e microorganismos, que permitem acelerar ou retardar a lixiviação de elementos para o fluxo mais profundo (Mestrinho, 1997). A compreensão desses processos ajuda a interpretação dos dados hidroquímicos associados às causas naturais e aos problemas de contaminação. Se um poluente está presente, os processos podem alterar seu estado físico ou forma química, retardar a circulação ou removê-lo do sistema (capítulo 5.2).

O controle da qualidade das águas subterrâneas é aplicado aos poços produtores e/ou de monitoramento da zona saturada. Quando se detecta a alteração da água o fato está consumado. O monitoramento preventivo da ZNS deve ser iniciado, principalmente, em tempo de se tomar medidas proativas e/ou mitigadoras. Seus objetivos específicos são os seguintes (Cullen, 1997):

- estabelecer as condições de *background* local;
- identificar o transporte, caminho, extensão e grau da contaminação;
- fixar bases para o programa de monitoramento;
- determinar os parâmetros indicadores do risco;
- detectar a migração em direção à água subterrânea;
- monitorar as condições de atenuação natural da ZNS.

O monitoramento da ZNS é importante em aquíferos não confinados, associados às fontes de disposição dos resíduos sólidos urbanos e em áreas com agricultura intensa. Os pontos são posicionados próximos e/ou abaixo da fonte de contaminação, mas a locação criteriosa dos pontos requer a apreciação das condições hidrogeológicas e de descontinuidade (fraturas, falhas e contatos entre estratos e texturas contrastantes dos solos).

Os pontos de controle para acompanhar variações de relevo (topografia) e constituição do solo são selecionados em profundidades distintas. As amostras pontuais de solo são coletadas para caracterização textural, mineralógica, química e avaliação dos elementos adsorvidos na matriz porosa (metais, orgânicos e cátions trocáveis). Outros fatores influentes na dinâmica da água na zona não saturada devem ser avaliados, como: pluviometria, nível hidrostático, umidade no solo, direção e velocidade dos ventos e tempo de trânsito da água infiltrada até a ZS. Os instrumentos para medida da retenção da água (tensiômetros) e coleta da água no solo (lisímetros) são instalados em diferentes profundidades. Sensores automáticos de umidade do solo estão disponíveis no mercado. Os métodos de amostragem do solo são *soil gas survey* (0-1m), para pesquisa de gases e vapores, e o sistema *direct push* ou de amostradores *liners* descartáveis, que são cravados no solo por percussão.

O conhecimento da evolução química da água, a partir da água da chuva, através da zona não saturada até a zona saturada, é útil para avaliar a influência da água de infiltração, o comportamento de poluentes e, também, para o planejamento de locais adequados à instalação de lixões, cemitérios, e para estocagem de rejeitos industriais e radioativos.

## Zona Saturada

O monitoramento da zona saturada é imperativo quando existe o perigo de contaminação, respaldado por registros de casos em aquíferos da região, de zonas de alta vulnerabilidade e de atividade de impacto com carga hidráulica natural ou artificial.

Poços de monitoramento (PM), específicos para a zona saturada, devem ser construídos conforme as normas da ABNT (NBR 13.895). O tipo comum de **PM** é o de seção filtrante plena, que permite, inclusive, o controle de fase livre móvel de LNAPLs. Os poços do tipo multinível são adequados para a caracterização tridimensional da pluma ou de variações verticais na hidroquímica e da carga hidráulica, evidenciando estratificação no aquífero; são instalados num único furo, em furos múltiplos ou por instalação de uma coluna de revestimento única com seções filtrantes, posicionadas em profundidades variáveis e isoladas entre si (Codo, 2006). O PM de fundo cego é o mais indicado para situações onde a oscilação sazonal do lençol freático compromete a coleta, por falta de água no interior do poço.

O sucesso do monitoramento depende da seleção adequada dos pontos e do número de poços, considerando as condições de vulnerabilidade, focos de contaminação, propriedades dos contaminantes, regime de fluxo e características químicas da água. É comum se posicionar poços próximos e a jusante das fontes de poluição, sem considerar a direção do fluxo subterrâneo e a evolução diferenciada da pluma para contaminantes específicos, como no caso dos compostos orgânicos.

Em função da dinâmica do fluxo, para fins de qualidade, a frequência de coleta deve ser, ao menos, semestral no aquífero livre, anual, no confinado e mensal em zonas piloto. É importante avaliar a entrada dos poluentes através do próprio poço, por infiltração de água superficial contaminada ou migração vertical de água ao longo do espaço anelar selado. Cada poço de monitoramento deve ser registrado em fichas apropriadas contendo informações sobre localização, condições físicas e hidrogeológicas, fontes de poluentes, uso da água, dados da extração e coleta, medidas *in situ* etc.

O **PM** é mais eficiente para detectar contaminação próxima a ele, a poucos metros. Em áreas mais extensas, a rede de monitoramento deve estar direcionada para as fontes dispersas ou multipontuais, nas áreas de maior risco de contaminação ou com mananciais importantes, considerando os objetivos e as limitações técnicas e financeiras.

Na interpretação dos resultados, é importante reconhecer algumas particularidades, como: nos aquíferos freáticos, é freqüente desconsiderar a capacidade de atenuação natural da ZNS; o movimento horizontal do fluxo é tratado com exclusividade, admitindo-se que as zonas de recarga com fluxo vertical multifásico ocorrem apenas localmente; a extração nos poços pode induzir à mistura de águas provenientes do fluxo profundo, ascendente, com constituintes, às vezes, mais tóxicos que aqueles trazidos pelas águas de infiltração ou de recarga local.

A ausência de anomalias hidroquímicas não significa, necessariamente, a ausência de comprometimento da água. Por exemplo, nos sistemas não confinados, a qualidade da água de infiltração e o quadro climático alteram a origem natural dos constituintes; o efeito de uma recarga rápida pode promover mudanças na direção da pluma.

## Sistemas Cársticos

O monitoramento de sistemas cársticos, nos quais predominam calcários e dolomitos, exibe particularidades que valem ser discutidas, em face à sua significativa ocorrência no território brasileiro.

São sistemas abertos, com fluxos interagindo em diferentes espaços. Conforme descrito no capítulo 3.3, terrenos calcários costumam exibir dolinas e sumidouros de drenagem, locais de ligação direta entre fluxos de águas superficiais e subterrâneas, onde a infiltração de poluentes é mais rápida e direta. Os estudos da evolução dos cársticos e da alteração de qualidade das águas, por causa natural ou antrópica, são mais complexos.

A dissolução química da rocha carbonatada ou a carstificação é influenciada por inúmeros fatores (Fagundo, 1996): composição dos carbonatos; concentração de  $\text{CO}_2$  e ácidos inorgânicos; granulometria; porosidade e textura (cristalina, granular ou microcristalina); colocação estrutural; tempo de contato água-rocha; presença de ZNS; tipo de solos; presença de matéria orgânica e condições pedoclimáticas; atividade antrópica etc.

A percolação e/ou mistura de águas com diferentes estados de saturação em carbonato de cálcio, promove variação na agressividade da água entre a ZNS e a ZS. Por exemplo, nos cársticos litorâneos, a mistura de águas com diferente composição, densidade, pH, temperatura e teor de gases dissolvidos, leva à formação de zonas geoquímicas diferenciadas em agressividade.

As bactérias podem se mover através dos cársticos até grandes profundidades, aumentando o risco de contaminação, ao contrário do que acontece nos aquíferos sedimentares. Junto às bactérias podem estar algas, fungos, protozoários etc. A concentração da matéria orgânica e do  $\text{CO}_2$  e a DQO (Demanda Química de Oxigênio), são parâmetros de controle importantes para avaliar os impactos ambientais nos cársticos (Mestrinho, 2006a).

Em condições tropicais, a evolução da água para o estado de saturação é mais rápida e a água na zona de descarga ou exutório pode apresentar diferentes índices de saturação com respeito à calcita. Para o controle efetivo da evolução química, é recomendável uma rede de monitoramento em diferentes pontos do sistema, de forma seqüencial – do interior até a zona de descarga. A coleta deve ser planejada a partir de estudos preliminares e visitas exploratórias, para melhor reconhecimento da área.

Para avaliar a evolução hidroquímica nos sistemas cársticos, deve-se considerar como pontos de controle as zonas de recarga, não saturada e saturada. Na zona de descarga, a composição será um reflexo do tempo de residência e das condições de circulação da água. A amostragem sistemática (quinzenal ou mensal), representativa das diferentes fases hidrodinâmicas, é necessária para verificar flutuações diurnas e/ou sazonais. A condutividade elétrica é um bom parâmetro para acompanhar os processos de diluição, e as relações iônicas (em meq/L), para caracterizar as interações com o meio. O balanço hídrico deve ser considerado, uma vez que o volume de infiltração e a circulação da água influenciam a composição na área de descarga.

## 7.2.6 Controle de Qualidade e Interpretação dos Dados

O monitoramento apresenta o resultado de operações repetitivas que precisam ser comparáveis entre si. Erros sistemáticos e aleatórios estão associados ao planejamento do programa, à coleta das amostras e às metodologias usadas. É importante a adoção de um programa de garantia de qualidade e controle de qualidade para assegurar que os dados obtidos sejam precisos e representativos das condições reais (Mestrinho, 2006b).

Entende-se como **Controle de Qualidade (CQ)** um conjunto de procedimentos seguidos para medir e, quando necessário, corrigir a qualidade dos dados. A **Garantia de Qualidade (GQ)** é o conjunto de procedimentos que fornece garantia documentária a respeito da aplicação do controle de qualidade e, por consequência, da qualidade dos resultados.

No monitoramento local de uma fonte de contaminação para o **CQ** durante a coleta da água, sempre que possível, se recomenda o uso de diferentes amostras, conforme descrito a seguir.

**Amostra duplicata** - amostras simultâneas retiradas do mesmo poço de monitoramento para confirmação dos resultados.

**Amostra não contaminada de controle** - amostra de água deionizada, antes de sair para o campo, para acompanhar alterações durante o transporte e armazenamento.

**Amostra de campo** - amostra com água deionizada, preparada durante a coleta, para verificar a influência dos reagentes ou do ambiente (ar poluído).

**Amostra de equipamento** - amostra de controle dos amostradores.

O laboratório usado para a análise hidroquímica deve dispor de um Programa de Qualidade Total, para assegurar que os resultados fornecidos estejam dentro dos limites conhecidos de precisão e exatidão, e tenham qualidade conhecida e comprovada. Alguns dos procedimentos incluem a corrida de amostras padrões e brancos de campo e laboratório de referência dos reagentes e amostras replicadas em diferentes laboratórios.

Em síntese, a situação ideal exige a utilização de métodos de controle e análise segundo as Normas Internacionais ISO ou operar com laboratórios preparados para a certificação de qualidade com reconhecimento internacional. É deste modo que se garante a geração de dados de qualidade científica que possam ser comparados.

O controle sistemático da qualidade da água produz grande volume de dados, que requer tratamento com métodos estatísticos, cartográficos, gráficos e de modelagem. Os dados são transformados em informações quantificadas, que são analisadas sob o ponto de vista técnico-ambiental e socioeconômico para serem utilizadas na tomada de decisões.

A interpretação dos resultados exige o conhecimento dos padrões hidroquímicos locais ou naturais nas águas subterrâneas que, na maioria dos casos, não são disponíveis para avaliação do grau de contaminação. No caso dos metais, é difícil estabelecer se a concentração é de origem natural ou antrópica.

Os dados de qualidade das águas podem apresentar flutuações complexas e problemas de correlação espacial e serial. A anomalia hidroquímica geralmente é detectada comparando-se dados de séries temporais. Se o contaminante não ocorre de forma natural na água, a sua presença já é indicativa da alteração de qualidade.

Após um período de monitoramento, os resultados são tratados, interpretados estatisticamente e as incertezas de medição consideradas. Os dados de cada parâmetro são sumarizados por ponto de estudo e submetidos à análise estatística básica. A distribuição de contaminantes específicos comumente é representada por curvas de isotores, em mapas e/ou seções transversais, usando-se procedimentos de interpolação linear simples e/ou métodos geoestatísticos de krigagem, que permitem avaliar possíveis erros e definir anomalias locais. Em qualquer situação, deve-se relacionar as interpretações com o modelo conceitual hidrogeológico do fluxo das águas subterrâneas.

Para a comparação de diferentes corpos hídricos subterrâneos ou bacias hidrográficas da rede de monitoramento do estado de São Paulo, Dias *et al.*

(*op. cit.*) fazem uso de gráficos do tipo *Box & Whiskers*, nos quais são calculados os 2º e 3º quartis. O 3º quartil dos resultados de cada corpo hídrico é considerado o valor de referência para o aquífero. Se o limite de confiança superior da média aritmética exceder 75% do valor padrão de potabilidade para o parâmetro investigado, há indício de alteração na qualidade da água. São procedimentos que orientam a ampliação das operações do monitoramento e gerenciamento do recurso hídrico. A ocorrência natural de concentrações acima dos padrões de potabilidade é considerada caso a caso.

As informações obtidas no monitoramento da qualidade subsidiam a tomada de decisões, especialmente em função da importância e do uso destinado à água. Conforme o grau de comprometimento do sistema, as ações decorrentes passam pelo estabelecimento de áreas de restrição e controle de novas captações, autuações de fontes poluidoras, exigências de tratamento de águas para consumo humano e animal.

### 7.2.7 Armazenamento dos Dados – Sistemas de Informações

O acúmulo de dados obtidos no monitoramento é grande, principalmente quando se trabalha em escala regional, o que exige o uso de sistemas eficientes de armazenamento e disponibilização de dados. As informações são repassadas ao banco de dados, seguindo protocolos e normas pré-estabelecidos, que irão dar suporte a um sistema de informações.

O sistema de informações é um sistema de coleta, tratamento, armazenamento, recuperação e disponibilização de informações sobre a qualidade e quantidade dos recursos hídricos subterrâneos e fatores que influenciam na sua gestão. Para assegurar o uso dos dados, alguns critérios são requeridos, ou seja: (i) os dados devem ser avaliados, interpretados e tratados usando-se técnicas apropriadas e padronizadas; (ii) os dados devem ser validados antes de serem disponibilizados em banco de dados.

No Brasil, o Serviço Geológico do Brasil - CPRM vem desenvolvendo e atualizando o Sistema de Informações de Águas Subterrâneas - Siagas, que inclui um banco de dados com informações de poços de captação de água subterrânea. O Siagas disponibiliza, hoje, uma base de dados com mais de 120.000 registros, cujas informações foram fornecidas por instituições públicas e privadas, empresas de perfuração e, mais recentemente, levantadas através de projetos de cadastramento de fontes de abastecimento de águas subterrâneas. Um sistema de informações específico para gestão e monitoramento das águas subterrâneas em centros industriais vem sendo usado no pólo industrial de Camaçari, Bahia (Wergland *et al.*, 2006). O sistema baseia-se num



modelo de dados consistente e flexível, que permite a representação de dados provenientes do meio físico, biótico e antrópico, associados às dimensões do espaço e tempo, incorporando os atributos descritivos necessários ao programa de monitoramento das águas subterrâneas na região.

Em geral, os bancos de dados também armazenam dados de hidrogeologia e hidroquímica originados de outras atividades como: monitoramento de fontes potenciais de poluição, de áreas suspeitas de contaminação, dos sistemas de remediação e de processos de renovação de outorga de uso da água. Nestes casos, as informações não compõem o conjunto de dados para interpretar a condição do corpo hídrico, mas podem auxiliar no conhecimento da hidrogeologia e potenciometria. Para a importação e utilização destes dados, deve ser elaborada uma planilha padronizada, o mais completa possível, contendo informações correspondentes ao empreendimento, bacia hidrográfica, órgão gestor de recurso hídrico, coordenadas geográficas e características construtivas dos poços de monitoramento (PM), dados de monitoramento (datas de coleta, parâmetros, laboratório e métodos), dentre outros.

De igual modo, informações sobre potabilidade, vazão e nível d'água, monitoradas em sistemas públicos ou alternativos de abastecimento, podem ser incorporadas ao banco de dados, desde que haja padronização das metodologias de coleta e de análise. Os mesmos critérios de consistência já descritos se aplicam a essas informações.

## 7.2.8 Considerações Finais

A definição de um plano de monitoramento de recursos hídricos subterrâneos depende dos conhecimentos sobre a estrutura, funcionamento e dinâmica dos sistemas aquíferos. Do ponto de vista prático, as dificuldades são diversas. Os sistemas aquíferos exibem heterogeneidade espacial, o que dificulta a escolha de pontos representativos para o controle efetivo da condição quantitativa e qualitativa da água. Na avaliação do estado químico da água, o trabalho é realizado em pequena escala e não permite extrapolação para todo sistema ou bacia. Para avaliar o grau de contaminação, não se dispõe de uma lista concreta de parâmetros indicadores, (com valores limite) para referência.

A complexidade do tema é grande e deve ser tratada dentro de uma visão sistêmica, com ampla conjunção interdisciplinar de especialistas. Basicamente, um programa de monitoramento efetivo envolve três etapas:

(a) Pré-monitoramento, que tem a finalidade de coletar informações necessárias à orientação do planejamento do projeto;

(b) Monitoramento, para caracterização do estado atual físico e químico do sistema aquífero, através de medidas contínuas e padronizadas em locais selecionados;

(c) Monitoramento específico dos sistemas, no qual se esperam conseqüências em função de explorações significativas, da sua vulnerabilidade e do risco de contaminação.

No Brasil, o gerenciamento do recurso, quando exercido, se respalda em informações limitadas sobre os sistemas aquíferos e aspectos relacionados. O balanço hídrico é caracterizado de forma teórica, quando se consideram os eventos de infiltração, recarga, evapotranspiração e escoamento. O planejamento de uso e ocupação do solo não respeita a zona de recarga dos aquíferos, e sua exposição ao impacto de atividades antrópicas não é bem delineada ou incluída no contexto.

Urge a necessidade de aumentar o nível de conhecimento dos sistemas aquíferos no território brasileiro, através das seguintes ações: integração das características hidrogeológicas e hidrogeoquímicas dos sistemas considerados mananciais expressivos; delimitação de zonas de recarga, de massas superficiais e ecossistemas associados; inventário de atividades potenciais de poluição, e a definição de áreas críticas ou vulneráveis. Somente a construção de um pensamento técnico e científico coletivo pode contribuir para o avanço do conhecimento dos nossos aquíferos, do desenvolvimento tecnológico e da capacitação dos recursos humanos.

O planejamento e a operacionalização de um programa de monitoramento são tecnicamente complicados, consomem tempo e dinheiro. Face às diferentes funções das águas subterrâneas e sua importância para o desenvolvimento, o seu monitoramento é plena e igualmente justificado - de forma social, econômica e ambiental. O desafio é não pagar pela recuperação do bom estado das águas subterrâneas para atender suas funções – o custo pode ser bem maior. Portanto, é preciso disponibilizar meios necessários, tanto técnicos como econômicos, para que o monitoramento das nossas águas subterrâneas possa ser desenvolvido.

Embora o monitoramento das águas subterrâneas já esteja previsto no Sistema Nacional e nos Sistemas Estaduais de Recursos Hídricos, os investimentos necessários ainda não foram feitos e, por isso, o Brasil ainda não possui redes de monitoramento em águas subterrâneas integrando dados de qualidade e quantidade.

*“Esperamos que isto aconteça nos próximos anos, antes que seja tarde!”*

São palavras de um dos maiores hidrogeólogos de nossa época, Prof. Dr. Aldo da Cunha Rebouças.

## Referências

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13895** - Construção de poços de monitoramento e amostragem. Rio de Janeiro, 1997. 21p.
- AMERICAN PETROLEUM INSTITUT. No-purge ground water sampling: an approach for long term monitoring. **API Soil and GroundWater Task Force Bulletin**, Washington, n.12, oct. 2000.
- AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION; AMERICAN WORKS ASSOCIATION AND WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION. **Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater**. 20. ed. Washington: APHA;AWWA;WPCR, 1999. 1457 p.
- AUGE, M. Métodos Y Técnicas para el monitoreo: estado del arte en América Latina. In: SIMPÓSIO LATINO-AMERICANO DE MONITORAMENTO DAS ÁGUAS SUBTERRANEAS, 1, 2006, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte, ABAS, 2006. CD-ROM.
- BARCELONA, M. et al. Ground water purging and sampling methods: history vs. hysteria. **Ground Water Monitoring and Remediation**, [S. l.] v. 25, n.1, p. 52-62, 2005.
- CODO, G. S. Sondagem, amostragem de solo e instalação de poços de monitoramento. In: SIMPÓSIO LATINO-AMERICANO DE MONITORAMENTO DAS ÁGUAS SUBTERRÊNEAS, 1, 2006, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte, ABAS, 2006. CD-ROM.
- CPRM – Serviço Geológico do Brasil. **Mapa Geodiversidade do Brasil**: escala 1:2.500.000 - legenda expandida. Brasília: CPRM; SGM; MME, 2006. 68 p.
- CULLEN, J. S. Vadose zone monitoring: Experiences and Trends in the United States. In: COSTA RICAN CONFERENCE - Summer GWMR, 1996. p. 136-143.
- DIAS, C. L. et al. O atual estágio do monitoramento das águas subterrâneas no Estado de São Paulo. In: SIMPÓSIO LATINO-AMERICANO DE MONITORAMENTO DAS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 1, 2006, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte, ABAS, 2006. CD-ROM.
- DOCE - DIRECTIVA 2000/60/CE, del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política del agua. **Diário Oficial de las Comunidades Europeas**, 22 dec. 2000. Disponível em: <[http://europa.eu.int/eur-lex/es/lif/dat/2000/es\\_300L0060.html](http://europa.eu.int/eur-lex/es/lif/dat/2000/es_300L0060.html)>
- EUROPEAN COMISSION. Common Implementation Strategy for the Water Framework Directive 2000/60/EC. **Guidance Document n.7**. Monitoring under the Water Framework directive. Luxembourg, 2003.
- EUROPEAN COMISSION. **Posición Común aprobada por el Consejo con vistas a la adopción de la Directiva del Parlamento Europeo y del Consejo sobre la protección de las aguas subterráneas contra la contaminación**. Disponível em: <<http://www.europa.eu.int>. [http://www.uam.es/proyectosinv/aguasubt/documentos\\_y\\_enlaces\\_archivos](http://www.uam.es/proyectosinv/aguasubt/documentos_y_enlaces_archivos)>
- EUROPEAN COMISSION. Common Strategy on the Implementation of Water Framework Directive. **Strategic document**. 2001. Disponível em: <<http://www.europa.eu.int>>
- FAGUNDO, J. R. Química del Agua Kárstica. In: FAGUNDO, J. R.; RODRÍGUEZ, J. E.; VALDÉS, J. J.. **Hidroquímica del Karst**. Universidad de Granada, 1996. p. 13-124.
- FETTER, C. W. **Applied Hydrogeology**. New Jersey: Prentice-Hall, 2001. 598 p.
- FOSTER, S. et al. **Groundwater Quality Protection**: a guide for water utilities, municipal authorities and environmental agencies. Washington: The World Bank. 2002. Disponível em: <[http://www-wds.worldbank.org/servlet/WDS\\_IBank\\_Servlet?pcont=details;eid=000094946\\_02112704014826](http://www-wds.worldbank.org/servlet/WDS_IBank_Servlet?pcont=details;eid=000094946_02112704014826)>
- FOSTER, S.; GOMES, C. D. **Monitoreo de la calidad de las aguas subterranas**: una evaluation de metodos y costos. Lima: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), 1989. 111 p.
- GIBBS, J.; SCHULLER, R.; GRIFFIN, R. Procedures for the collection of representative water quality data from monitoring wells. **Cooperative Ground Water Report 7**. Champaign, Illinois State Water Survey and Illinois State Geological Survey, 1981.
- HIRATA R.; FERNANDES A. Monitoramento das águas subterrâneas: um grande desafio para países emergentes. In: SIMPÓSIO LATINO-AMERICANO DE MONITORAMENTO DAS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 1, 2006, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte, ABAS, 2006. CD-ROM.
- LOPEZ-VERA F. Estado actual del monitoreo en la Unión Europea. In: SIMPÓSIO LATINO-AMERICANO DE MONITORAMENTO DAS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 1., 23-26 abr. 2006, Belo Horizonte. **Anais**. Belo Horizonte, ABAS, 2006. CD-ROM.
- MESTRINHO, S. S. P. Investigações na Zona Não Saturada. In: WORKSHOP SOBRE IMPACTOS AMBIENTAIS E AS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS NO BRASIL, 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABAS, 1997. 11p.
- \_\_\_\_\_. **Projeto de Pesquisa para o Apoio ao Desenvolvimento de Tecnologia Agropecuária para o Brasil (PRODETAB) - Estudo para o Planejamento Integrado do Uso e Conservação dos Recursos Hídricos da Bacia do Rio Itapicuru-Bahia**. Relatório Técnico PRODETAB / EMBRAPA 055-01/01. 2008.
- \_\_\_\_\_. Qualidade das Águas. In: **Águas subterrâneas e poços tubulares profundos**. In: GONÇALES, V.

G.; GIAMPÁ, C. E. Q. (Ed.) **Águas subterrâneas e poços tubulares profundos**. São Paulo: Ed. Signus, 2006, Cap. IV. p. 99-136.

\_\_\_\_\_. Monitoramento das águas subterrâneas em diferentes ambientes hidrogeoquímicos. In: SIMPÓSIO LATINO-AMERICANO DE MONITORAMENTO DAS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 1, 2006, Belo Horizonte.

**Anais...** Belo Horizonte, ABAS, 2006. CD-ROM.

MESTRINHO, S. S. P.; GUIMARÃES, J. A. da L. Análise exploratória espacial e temporal dos dados de poços tubulares da bacia do rio Itapicuru-Ba. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 13, 2004, Campo Grande. **Anais...** Campo Grande, ABAS, 2004. p. 20.

MESTRINHO, S. S. P. et al. Groundwater Protection: planning and Implementation. In: MANAGEMENT SUPPLY OF GROUNDWATER IN URBAN AREAS.

**Advanced International Training Programme.**

Göteborg, Sweden, 2003.

NIELSEN D. M. **Practical handbook of groundwater monitoring**. Lewis Publishers, Inc. Michigan U.S.A. 1991. 717p.

PULS, R. ; BARCELONA, M. J. **Low-flow (minimal drawdown) ground-water sampling procedures - USEPA/ORD EPA/540/S-95/504**. Washington, DC; US Environmental Protection Agency, Apr. 1996.12p.

SÃO PAULO (Estado) - COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL. **Guia de coleta e preservação de amostras de água**. São Paulo, CETESB, 1987. 150 p.

VRBA, J. SOBLSEK, P. **Groundwater monitoring Geology and the Environment**: an international manual in three volumes. UNESCO. UNEP, 1988. p. 54-76.

WERLANG, J. L.; SANTOS, P. R. P.; VILELA, G. M. Monitoramento das águas subterrâneas na região do Pólo Industrial de Camaçari-BA. In: SIMPÓSIO LATINO-AMERICANO DE MONITORAMENTO DAS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 1, 2006, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte, ABAS, 2006. CD-ROM.



## Capítulo 7.3

## APLICAÇÃO DE MODELOS EM HIDROGEOLOGIA

*Jaime J. da Silva Pereira Cabral  
José Geilson Alves Demetrio*

### 7.3.1 Introdução

Os modelos, de um modo geral, são ferramentas fundamentais para o planejamento e previsão de situações reais. Um exemplo simples é o mapa rodoviário, que é o modelo em papel da malha viária de uma determinada região. Através do exame de um mapa rodoviário, pode-se planejar previamente diversas rotas (simulações) para se alcançar determinado destino. Para cada rota é possível saber previamente a quilometragem, tipo de estrada, cidades etc. Estas informações serão tanto mais precisas quanto mais detalhado for o mapa. Portanto, modelos são representações simplificadas de uma situação real, e como tal, têm suas limitações. Um modelo matemático é uma representação através de equações matemáticas. No caso da hidrogeologia, são utilizadas as equações que regem o fluxo subterrâneo.

Nos dias de hoje, modelos matemáticos computacionais são extremamente úteis para realizar análises complexas dos aquíferos e expandir a capacidade do hidrogeólogo de entender e gerenciar os recursos hídricos subterrâneos. O uso de modelos ajuda a sistematizar as informações de campo e identificar áreas onde maiores informações são necessárias. Além disso, pode alertar sobre detalhes não considerados previamente e oferecem uma das melhores maneiras de fazer previsões sobre as conseqüências das ações que serão realizadas sobre os recursos hídricos subterrâneos.

Os modelos matemáticos computacionais na hidrogeologia tiveram um avanço considerável a partir da década de 60, quando os computadores se tornaram velozes e com capacidade de memória suficiente para o tamanho dos sistemas de equações lineares envolvidos nos modelos de fluxo subterrâneo. Atualmente, os modelos matemáticos hidrogeológicos estão cada vez mais acessíveis, graças ao desenvolvimento da informática, pois os microcomputadores têm capacidade e velocidade que chegam a superar em muito os grandes computadores da década de 60, além de preços reduzidos. Portanto, a modelagem tornou-se uma ferramenta essencial para auxiliar, tanto na avaliação, como no planejamento e gestão dos recursos hídricos subterrâneos.

Os aquíferos podem ser classificados de acordo com as características da camada geológica onde a água está armazenada, podendo ser um aquífero poroso, fissural ou cárstico. Os modelos mostrados neste capítulo aplicam-se a aquíferos porosos, podendo, eventualmente, ser aplicados a aquíferos muito fraturados, desde que se possa utilizar o conceito de uma porosidade equivalente.

É importante sempre ter em mente os objetivos que se pretende com o uso dos modelos computacionais. Geralmente, os modelos podem ter dois objetivos: **previsão e interpretação**. No primeiro caso, o modelo é usado para prever a resposta do aquífero a determinadas ações. No segundo caso, procura-se entender o funcionamento do aquífero e sistematizar as informações.

Os modelos podem ser divididos em modelos de fluxo e modelos de transporte de massa. Os primeiros fazem simulações do escoamento da água levando em conta os fluxos naturais dos aquíferos, suas recargas e os bombeamentos a que está submetido. Os modelos de transporte de massa analisam o transporte e espalhamento de uma substância poluente que atingiu um aquífero (ver também o capítulo 5.3).

No presente capítulo, são apresentados, de forma esquemática, os princípios básicos para utilização de modelos computacionais de fluxo de água subterrânea, visando fornecer os fundamentos para o uso adequado. O uso de modelos matemáticos é um pouco de ciência e um pouco de arte. Cabe ao modelador, com os seus conhecimentos de hidrogeologia e com sua experiência prática, desenvolver sua habilidade para montar os modelos de forma correta, criativa e produtiva.

### 7.3.2 Tipos de Modelos

De acordo com o tipo, os modelos podem ser classificados como físicos e matemáticos. Os modelos físicos foram usados por um bom tempo, mas foram suplantados pelos modelos matemáticos. No entanto, ainda têm muita utilidade em laboratórios de pesquisa, para análise de fenômenos e processos que ainda não puderam ser descritos de uma forma matemática adequada. Os principais modelos físicos são os tanques de areia, a célula de *Hele-Shaw* (formada

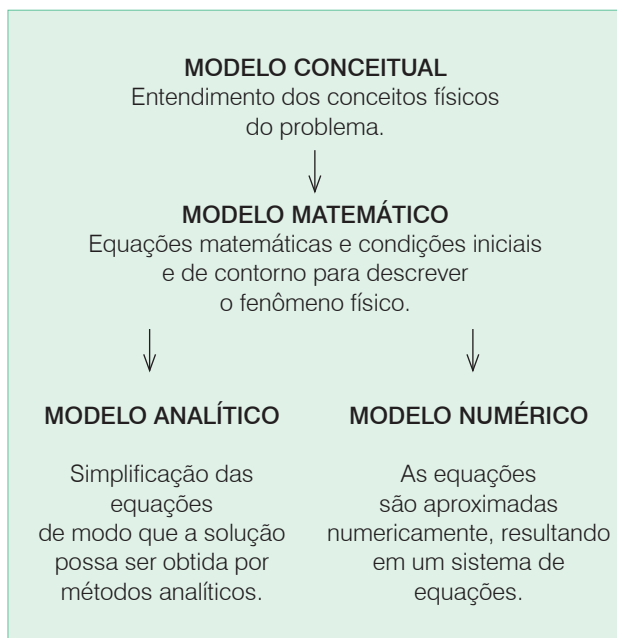
por duas placas paralelas colocadas próximas uma da outra com óleo viscoso entre elas) e os modelos analógicos elétricos, que usam a analogia entre a lei de Darcy para escoamento subterrâneo e a lei de Ohm para fluxo elétrico.

Os modelos matemáticos podem ser classificados como analíticos e numéricos (quadro 7.3.1). Os modelos analíticos utilizam soluções matemáticas deduzidas para situações simplificadas, por exemplo a solução de Theis para bombeamento transiente em um aquífero homogêneo e isotrópico. Em alguns casos práticos simples, modelos analíticos podem ser utilizados com sucesso, sem haver a necessidade da utilização de modelos numéricos mais sofisticados. Modelos analíticos podem ser resolvidos com algum conhecimento de matemática e com o uso de máquinas de calcular.

No entanto, na maior parte das vezes, os aquíferos não são homogêneos e os seus contornos não são polígonos regulares, de modo que fica difícil ou impossível obter-se uma solução analítica. Surgiram, então, os métodos numéricos, em que as equações diferenciais do fluxo subterrâneo são resolvidas utilizando-se técnicas de aproximação numéricas obtidas através de discretização do aquífero e da solução de um sistema de equações com as incógnitas obtidas da discretização.

Os modelos matemáticos também podem ser classificados de acordo com as características a seguir apresentadas.

- Quanto à variação no tempo:
  - **permanente** (*steady-state*) - as cargas hidráulicas não variam ao longo do tempo; e
  - **transiente** - as cargas hidráulicas variam ao longo do tempo.



Quadro 7.3.1 - Modelos matemáticos.

- Quanto às probabilidades de ocorrência:
  - **determinístico** - considera que os eventos não dependem da teoria das probabilidades; e
  - **estocástico** - atribui uma probabilidade de ocorrência a cada evento.
- Quanto às equações:
  - **linear** - pode ser aplicado o princípio da superposição; e
  - **não linear**.

A modelagem de aquífero envolve diversas etapas em que a simulação computacional é apenas um dos passos, que deve ser realizado de acordo com uma seqüência envolvendo desde a definição dos objetivos até a apresentação dos resultados (figura 7.3.1).

**Modelo Conceitual** - após a definição dos objetivos, conforme visto anteriormente, parte-se para a elaboração do modelo conceitual no qual se procura estabelecer a geometria do sistema com suas camadas geológicas, seus contornos, suas interconexões hidráulicas, suas recargas e bombeamentos.

**Escolha do Pacote Computacional** - o passo seguinte é a formulação matemática do problema a ser analisado e a escolha do pacote computacional. Nos

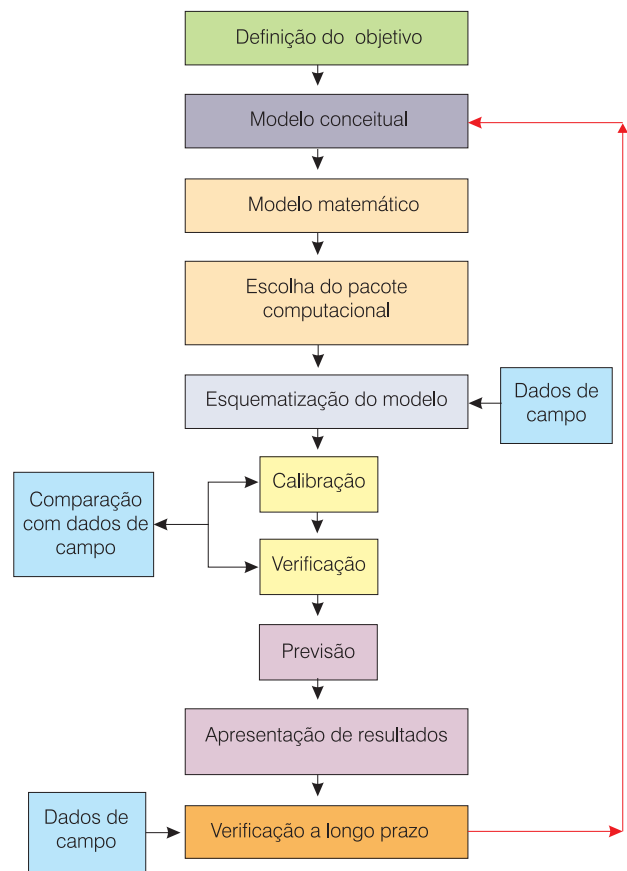


Figura 7.3.1 - Etapas da Modelagem (adaptado de Anderson & Woessner, 1992).

últimos anos, este passo tem ficado cada vez mais fácil porque já existem no mercado muitos pacotes de fácil interação com o usuário (*user-friendly*), em que os menus são auto-explicativos e de fácil aprendizagem.

**Esquematização do Modelo** - inclui as atividades de escolha da discretização do problema, da seleção do intervalo de tempo de simulação (*time-step*), do estabelecimento das condições de contorno, da seleção inicial dos parâmetros do aquífero e da verificação das recargas e bombeamentos.

**Calibração e Verificação** - é a fase de ajuste dos parâmetros do modelo para reproduzir as cargas hidráulicas e fluxos medidos no campo. Quando se dispõe de medições ao longo de vários anos, pode ser feita a calibração com parte dos anos de observação e a partir dos parâmetros calibrados roda-se o modelo, para verificar o ajuste com os anos restantes dos dados.

**Previsão** - fornece a resposta que se precisa para entender o funcionamento do sistema aquífero submetido a futuros bombeamentos e recargas.

**Verificação a Longo Prazo** - a rigor, a modelagem não deve parar com a entrega dos resultados ao cliente. É importante que se continue monitorando os aquíferos e que as simulações sejam repetidas sistematicamente, ao longo do tempo, à medida que novos dados de campo sejam obtidos, corrigindo, assim, as imprecisões cometidas nas modelagens anteriores (quadro 7.3.2).

- A análise de cada caso indicará o modelo mais adequado.
- A qualidade dos resultados será tão boa quanto a qualidade dos dados de campo.
- É fundamental a análise da coerência dos resultados.

**Quadro 7.3.2** - Observações sobre modelos.

### 7.3.3 Modelo Conceitual

Após a definição dos propósitos e objetivos da modelagem, procede-se a elaboração do modelo conceitual, como forma esquemática de representação do aquífero, camadas confinantes, interconexões hidráulicas, recargas, descargas etc. O objetivo do modelo conceitual é simplificar as informações de campo, para permitir a implementação do modelo computacional. No modelo conceitual, procura-se conciliar a representação da realidade hidrogeológica, da forma mais fiel possível, com algumas simplificações que facilitem a aplicação do modelo numérico. Na elaboração do modelo conceitual, devem ser observados os seguintes passos:

- identificação dos sistemas aquíferos;
- identificação das fronteiras do modelo;

- identificação das condições de contorno;
- levantamento dos valores dos parâmetros hidrogeológicos; e
- levantamento das entradas e saídas hídricas (recargas e descargas).

Para a elaboração de um modelo conceitual, são necessárias informações sobre os seguintes parâmetros e variáveis:

- geometria - cota da base e topo e localização dos limites;
- variáveis externas - recargas, condições de contorno, condições iniciais, carga piezométrica, vazão de poços;
- variáveis de estado - velocidade, concentração, temperatura, área de recarga e descarga, relações entre aquíferos, conexão com água superficial, coeficiente de armazenamento, transmissividade;
- parâmetros - condutividade hidráulica, capacidade de infiltração, resistência hidráulica (camada semiconfinante), viscosidade;
- constantes - massa específica, coeficiente de compressibilidade, aceleração da gravidade.

O quadro 7.3.3 mostra como obter informações sobre o meio físico e o quadro 7.3.4 indica as informações do meio hidrogeológico. A figura 7.3.2 mostra um exemplo de modelo conceitual aplicado ao sistema aquífero da planície do *Snake River* (Lindholm, 1986).

### Classificação de Modelos Conceituais

Os modelos conceituais podem ser classificados como: tridimensional, bidimensional horizontal, bidimensional vertical e quase tridimensional.

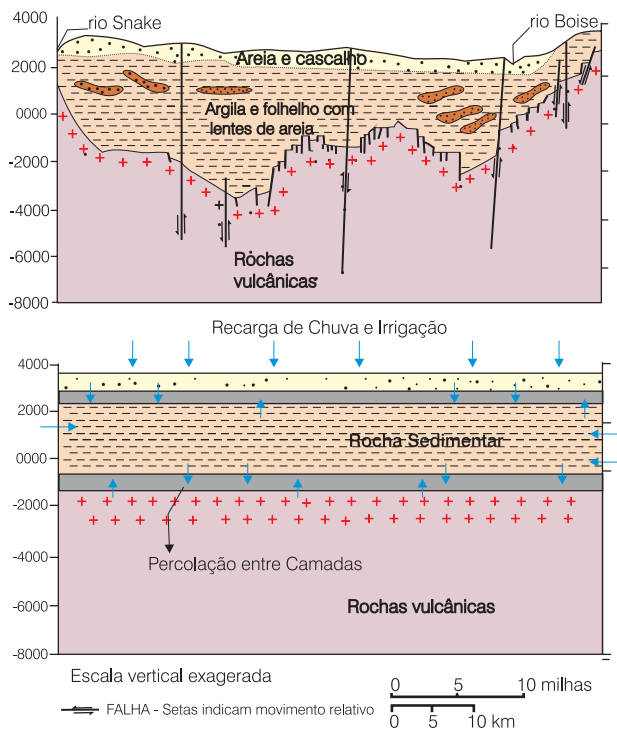
**Modelo Tridimensional** - o modelo conceitual pode ser tridimensional quando as componentes de fluxo vertical são importantes e torna-se necessário levá-las em consideração na modelagem. Os modelos tridimensionais, em geral, são mais trabalhosos de serem aplicados e necessitam de computadores com mais capacidade

- Mapa geológico e seções verticais mostrando a espessura da área e contornos do sistema;
- Mapa topográfico mostrando os corpos d'água superficial e os divisores d'água;
- Mapas de contorno mostrando a elevação de base dos aquíferos e camadas confinantes;
- Mapas geológicos mostrando a espessura dos aquíferos e das camadas confinantes;
- Mapas mostrando a extensão e espessura dos sedimentos de lagos e de rios.

**Quadro 7.3.3** - Informações do meio físico (adaptado de Moore, 1979).

- Nível freático e mapas potenciométricos para todos os aquíferos.
- Hidrogramas de carga de água subterrânea e níveis de água superficial e taxa de descarga.
- Mapas e seções verticais, mostrando as propriedades de armazenamento dos aquíferos e camadas confinantes.
- Mapas e seções verticais mostrando a condutividade hidráulica e/ou distribuição de transmissividade.
- Valores de condutividade hidráulica e sua distribuição para leitos de sedimentos de lagos e rios.
- Distribuição espacial e temporal de taxas de evapotranspiração, recarga de água subterrânea, superfície de interação de água superficial - água subterrânea e taxa de bombeamento de água subterrânea.

**Quadro 7.3.4** - Informações do meio hidrogeológico (adaptado de Moore, 1979).



**Figura 7.3.2** - Perfil geológico e modelo conceitual elaborado de forma adequada para modelagem numérica (modificado de Snake River, Lindholm, 1986).

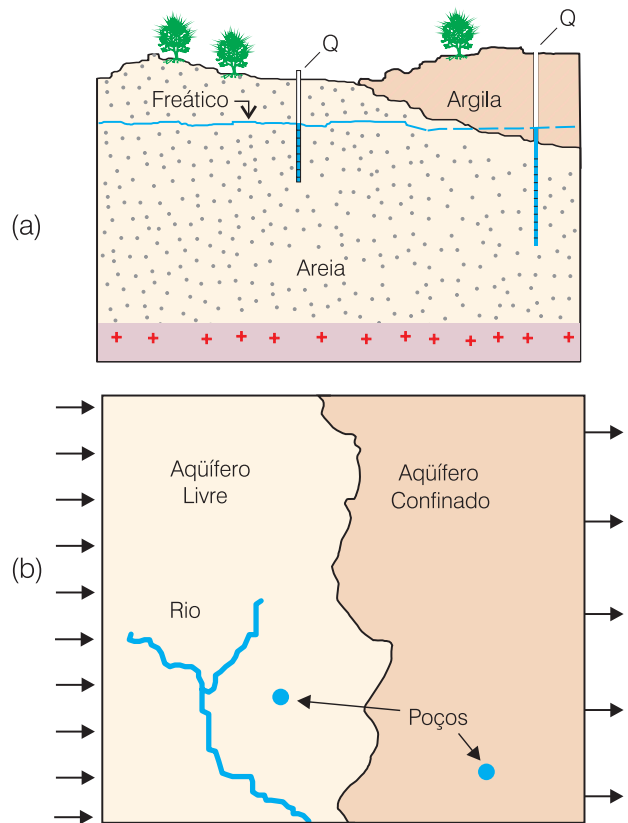
de memória e maior velocidade de processamento. No entanto, a maior dificuldade reside no tempo e recursos necessários para obtenção de uma maior quantidade de dados para alimentar o modelo tridimensional.

**Modelo Bidimensional Horizontal** - os modelos bidimensionais horizontais têm sido os mais utilizados. Nestes modelos considera-se que não há variações significativas na direção vertical e utilizam-se equações baseadas apenas nas variáveis X e Y.

As equações também podem sofrer algumas modificações, de acordo com o funcionamento hidráulico do aquífero. Os modelos podem ser aplicados para os seguintes tipos de aquíferos:

- confinado - quando o topo e a base do aquífero são impermeáveis;
- confinado drenante (também chamado de "semiconfinado") - quando o topo e/ou a base do aquífero é formado por camadas semipermeáveis, que permitem conexão hidráulica com os aquíferos adjacentes;
- livre - (também chamado de aquífero não confinado ou freático) - quando não existe camada confinante superior e o nível da camada saturada varia de acordo com as recargas e descargas;
- misto - quando o aquífero é formado pela combinação de alguns dos três tipos anteriores (figura 7.3.3).

**Modelo Bidimensional Vertical** - quando as características físicas e hidrogeológicas são constantes ao longo de uma direção, pode ser utilizado com sucesso um modelo vertical perpendicular à direção das características constantes. Como exemplo de modelos verticais, temos o escoamento em drenos agrícolas, percolação em barragens e intrusão marinha (figura 7.3.4).



**Figura 7.3.3** - Aquífero misto, parte livre e parte confinado: (a) geologia - corte vertical; (b) modelo horizontal.



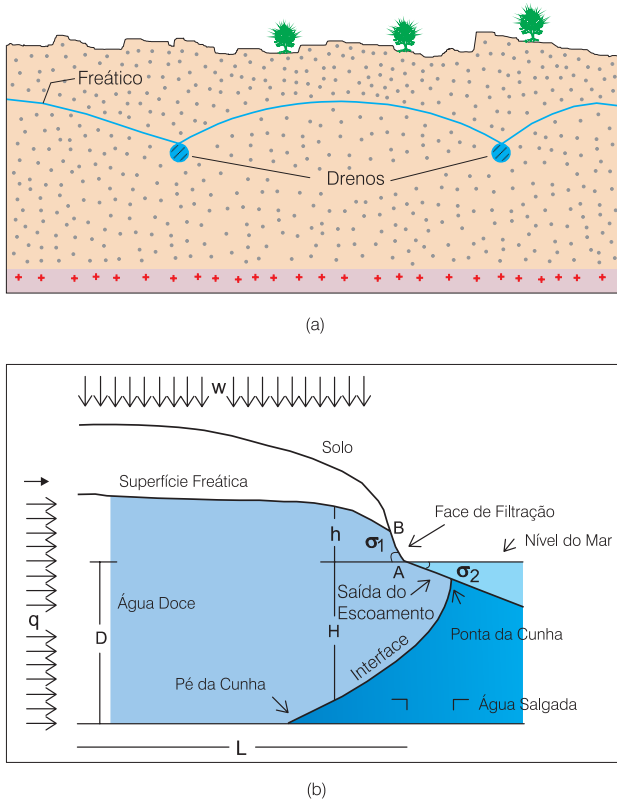


Figura 7.3.4 - (a) Modelo vertical para análise de drenagem agrícola; (b) Modelo vertical para análise de intrusão marinha (adaptado de Cabral & Wrobel, 1993).

**Modelo Quase Tridimensional** - os modelos do tipo quase-tridimensional simulam uma seqüência de aquíferos superpostos com intercalações de outras camadas semipermeáveis (figura 7.3.5). Não se leva em consideração as cargas hidráulicas nem a capacidade de armazenamento das camadas confinantes. Calcula-se as transferências entre aquíferos de acordo com a resistência hidráulica da camada confinante semipermeável.

Newman & Witherspoon (1969) recomendam utilizar este tipo de modelo apenas se a condutividade da camada semiconfinante for pelo menos 100 vezes menor do que a condutividade das camadas aquíferas. Em caso contrário, recomenda-se o uso do modelo completamente tridimensional.

### 7.3.4 Obtenção de Dados

Conforme visto anteriormente, os dados necessários para alimentar o programa são do tipo físico e do tipo hidrogeológico. Dados físicos correspondem à geometria do aquífero, incluindo extensão e espessura. Dados hidrogeológicos incluem informações sobre porosidade, condutividade hidráulica, cargas hidráulicas, fluxos e coeficiente de armazenamento.

Para a definição da geometria, o modelador terá que se valer de todos os perfis litológicos disponíveis obtidos por meio de sondagens diretas, mapas e perfis geológicos e geofísicos, mapas de isópacas e mapas de contorno

estrutural. Através da análise das informações obtidas por estes meios é que se poderá definir a área de ocorrência e a forma do aquífero, profundidades, espessuras, estreitamentos, alargamentos, aprofundamentos etc.

Os parâmetros hidrodinâmicos do aquífero, transmissividade, armazenamento e condutividade hidráulica são obtidos por meio de testes de aquífero. Para a realização destes testes e para que se possa obter todos os parâmetros, é necessário que durante o teste haja pelo menos um poço de observação. É importante salientar que os valores obtidos durante um teste de aquífero são válidos para as imediações do poço testado, as quais são função da duração do teste e do tipo de aquífero (capítulos 6.3 e 6.4). Pode, também, ser feita uma estimativa do coeficiente de armazenamento através dos valores do armazenamento específico. A tabela 7.3.1 mostra uma faixa de variação do armazenamento específico para diferentes litologias. Valores médios de condutividade hidráulica podem também ser obtidos com *slug test*. Valores de condutividade obtidos com permeâmetros algumas vezes podem ser bem menores que os medidos *in situ* e devem ser evitados (White, 1988). Valores de porosidade efetiva podem ser obtidos em laboratório. Apesar das medições em laboratórios apresentarem discrepâncias devido ao rearranjo dos grãos no processo de amostragem, em geral, a faixa de variação da porosidade é pequena e as discrepâncias não são significativas.

Recarga e perdas por evapotranspiração são difíceis de avaliar. Podem ser utilizados lisímetros para medir estes valores ou podem ser feitas estimativas aproximadas baseadas nos valores da hidrologia de superfície, geralmente disponíveis nas estações meteorológicas. Alguns valores podem ser obtidos e/ou ajustados através de calibração do modelo, no caso do aquífero estar sendo monitorado ao longo de um certo tempo.

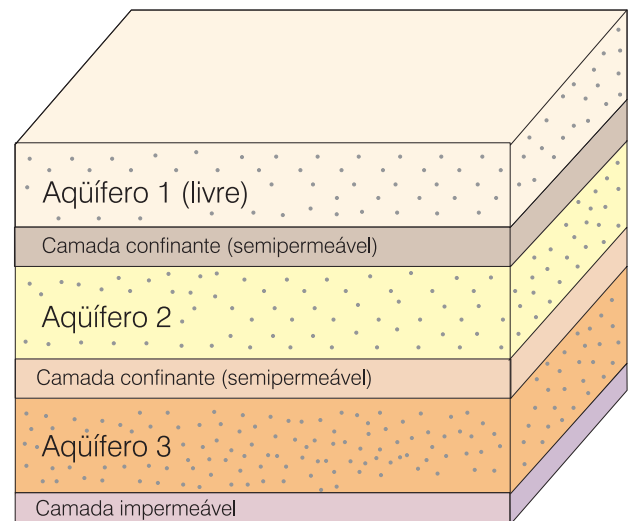


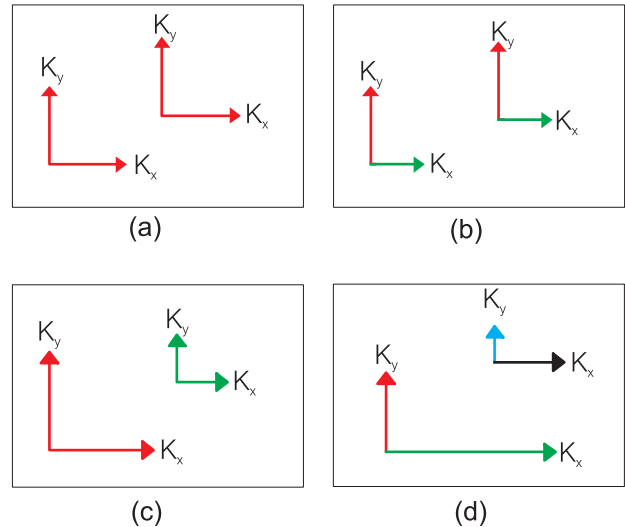
Figura 7.3.5 - Vista esquemática de um modelo quase tridimensional. As propriedades de drenança das camadas confinantes são usadas para conectar os aquíferos 1, 2 e 3.

Material	Armazenamento Específico $S_s$ ( $m^{-1}$ )
Argila mole	$2,0 \times 10^{-2} - 2,6 \times 10^{-3}$
Argila dura	$2,6 \times 10^{-3} - 1,3 \times 10^{-3}$
Argila média	$1,3 \times 10^{-3} - 9,2 \times 10^{-4}$
Areia fofa	$1,0 \times 10^{-3} - 4,9 \times 10^{-4}$
Areia densa	$2,0 \times 10^{-4} - 1,3 \times 10^{-4}$
Cascalho arenoso compacto	$1,0 \times 10^{-4} - 4,9 \times 10^{-5}$
Rocha fissurada	$6,9 \times 10^{-5} - 3,3 \times 10^{-6}$
Rocha sã	$< 3,3 \times 10^{-6}$

**Tabela 7.3.1** - Faixa de variação do armazenamento específico para diferentes materiais (Domenico, 1972).

A tabela 7.3.2 mostra a faixa de valores da condutividade hidráulica que podem ocorrer, na prática, para diversos tipos de rochas e materiais não consolidados. Os valores indicados são para a água na temperatura de 15 °C. Para outros fluidos ou para água a outras temperaturas, devem ser utilizados fatores de correção. Alguns aquíferos podem apresentar variações de condutividade hidráulica de uma direção para outra (anisotropia horizontal ou anisotropia vertical). Devido ao próprio processo de sedimentação das camadas ao longo de sua idade geológica, é comum encontrar anisotropia vertical, podendo, em alguns casos, a razão entre a condutividade vertical e a condutividade horizontal estar na proporção de até 1:1.000. Nos casos em que não existe variação da condutividade, o material é considerado isotrópico e considera-se um único valor para a condutividade hidráulica. Além disso, a condutividade pode variar de uma posição do aquífero para outra devido à heterogeneidade do material poroso. A figura 7.3.6 mostra um diagrama exemplificando heterogeneidade e anisotropia.

A simulação de aquíferos não confinados requer o conhecimento da posição da base, da condutividade hidráulica e da porosidade efetiva do aquífero. A tabela 7.3.3 mostra as faixas de valores mais comuns de porosidade efetiva.



**Figura 7.3.6** - Quatro combinações possíveis de heterogeneidade e anisotropia: (a) homogêneo e isotrópico; (b) homogêneo e anisotrópico; (c) heterogêneo e isotrópico; (d) heterogêneo e anisotrópico (adaptado de Freeze e Cherry, 1979).

Material	Porosidade Efetiva $\eta_e$
Argila	0,00 - 0,05
Argila arenosa	0,03 - 0,12
Silte	0,03 - 0,19
Areia fina	0,10 - 0,28
Areia média	0,15 - 0,32
Areia grossa	0,20 - 0,35
Areia com cascalho	0,20 - 0,35
Cascalho fino	0,21 - 0,35
Cascalho médio	0,13 - 0,26
Cascalho grosso	0,12 - 0,26

**Tabela 7.3.3** - Porosidade efetiva para diferentes materiais (Johnson, 1967).

K (cm/s)	$10^2$	$10^1$	$10^0$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$	$10^{-10}$	$10^{-11}$
Permeabilidade	Permeável			Semipermeável			Impermeável							
Aquífero	Bom				Pobre				Não tem propriedades aquíferas					
Solo	Cascalho puro		Areia pura ou areia com cascalho			Areia muito fina, silte					Argila não intemperizada			
				Solo orgânico		Argila estratificada								
Rocha						Rocha petrolífera			Arenito		Calcário, dolomita		Granito	
k (cm <sup>2</sup> )	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$	$10^{-10}$	$10^{-11}$	$10^{-12}$	$10^{-13}$	$10^{-14}$	$10^{-15}$	$10^{-16}$

**Tabela 7.3.2** - Faixas de variação da condutividade hidráulica e da permeabilidade intrínseca para diferentes materiais (adaptado de Freeze e Cherry, 1979).

### 7.3.5 Condições de Contorno

Anteriormente, foi visto que a equação geral do fluxo em meio poroso é uma equação diferencial parcial. Para resolvê-la, é necessário conhecer as condições de contorno e para o caso de problemas transientes é preciso, também, conhecer as condições iniciais. O estabelecimento das condições de contorno é um passo crítico na modelagem. Condições de contorno mal estabelecidas podem levar a sérios erros na solução do problema. As condições de contorno podem ser do tipo físico ou hidráulico.

**Contorno Físico** - é devido à presença física de características que influenciam o escoamento. Por exemplo, rochas impermeáveis, falhas geológicas e corpos d'água superficiais.

**Contorno Hidráulico** - é formado devido às condições do escoamento. Os mais comuns são divisores de água e linhas de corrente (ou linhas de fluxo). Em ambos os casos citados, considera-se que o fluxo na direção perpendicular ao contorno é nula. Do ponto de vista matemático, as condições de contorno podem ser de três tipos: carga hidráulica especificada; fluxo especificado; e fluxo dependendo da carga hidráulica.

**Carga Hidráulica Especificada (Condição de Dirichlet)** - neste caso, a carga hidráulica é especificada. Por exemplo, se o aquífero tem conexão com um lago, a carga é conhecida.

**Fluxo Especificado (Condição de Neumann)** - o fluxo é especificado, podendo ser nulo ou não. É considerado nulo num contorno impermeável, numa linha de simetria ou de corrente. Não é nulo quando, através do conhecimento do gradiente hidráulico, tem-se condições de avaliar o fluxo. Se ao longo de todo contorno a condição é do tipo Neumann, o problema fica indeterminado e é necessário, pelo menos, especificar um ponto com potencial conhecido.

**Fluxo Dependendo da Carga Hidráulica (Condições mistas ou condições de Robin ou de Cauchy)** - ocorrem em contorno semipermeável e obtém-se uma expressão que é função linear da carga hidráulica e do fluxo.

As figuras 7.3.7, 7.3.8 e 7.3.9 exemplificam algumas condições de contorno. Em problemas bidimensionais, é necessário colocar as condições de contorno ao longo de toda a linha que circunda a região em estudo. Em problemas tridimensionais, as condições de contorno devem ser estabelecidas ao longo de toda a superfície que envolve o volume em estudo, incluindo os lados do aquífero, o topo e a base. Sempre que possível, é aconselhável utilizar os contornos físicos como condições de contorno do problema, já que eles são mais estáveis.

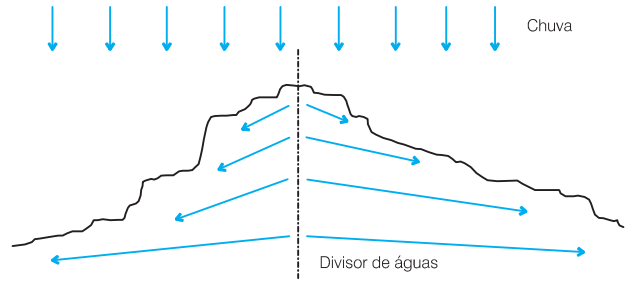


Figura 7.3.7 - Divisor de água. Não existe fluxo transversal ao divisor de água.

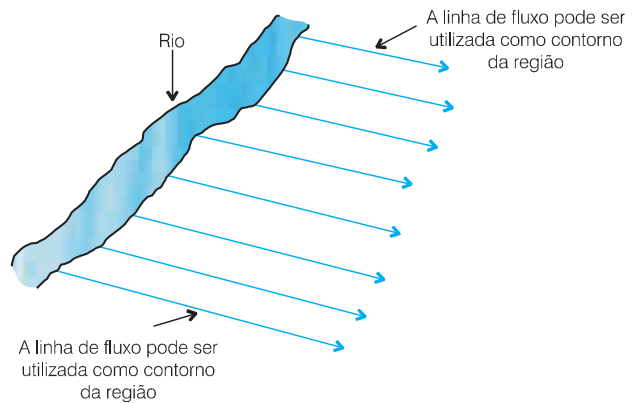
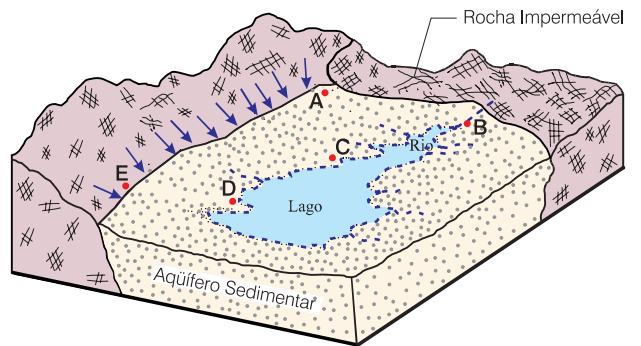


Figura 7.3.8 - Linhas de fluxo podem ser utilizadas como contorno da região. Neste caso, o fluxo é nulo na direção transversal.



Região AB - rocha impermeável - fluxo nulo  
 Região BC - supondo que o rio passa acima do aquífero e que existe uma camada semipermeável entre o aquífero e o rio - condição mista.  
 Região CD - supondo que o lago seja bem mais profundo que o rio e apresente conexão com o aquífero - carga hidráulica especificada.  
 Região DE - linha de corrente - fluxo nulo.  
 Região EA - região de recarga do aquífero (fluxo conhecido). O fluxo é obtido através do gradiente hidráulico na base da montanha.

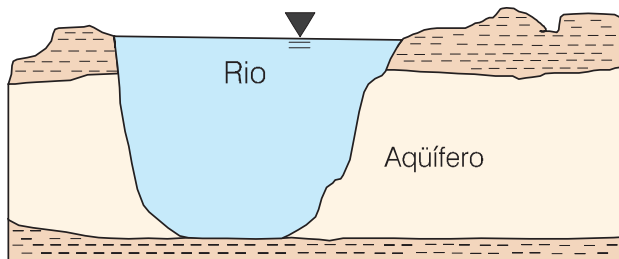
Figura 7.3.9 - Condições de contorno num estudo bidimensional.

A seguir são apresentados alguns comentários em relação a diferentes tipos de condições de contorno:

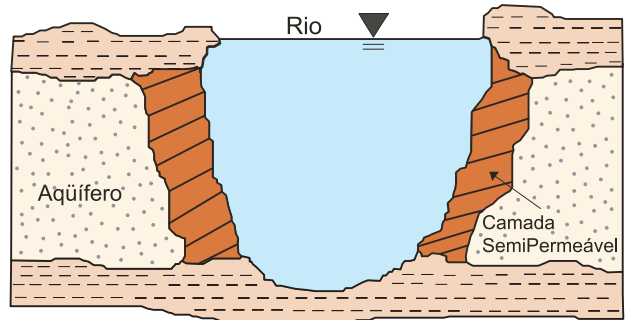
- a camada impermeável da base do aquífero entra como condição de contorno de fluxo nulo nos problemas tridimensionais ou verticais bidimensionais;
- um rio ou um lago pode entrar como carga constante, se estiver em contato direto com o aquífero (figura 7.3.10), ou como fluxo dependente da carga hidráulica, se houver uma camada de separação semipermeável (figura 7.3.11);
- quando todas as condições de contorno de um aquífero forem do tipo de fluxo especificado, pode haver problemas de indeterminação na resolução das equações do sistema. Neste caso, é preciso indicar pelo menos 1 ponto com carga hidráulica especificada;
- contorno distante - quando os contornos do aquífero são distantes dos cones de depressão dos poços de bombeamento, pode ser adotada a condição de carga hidráulica especificada com um valor constante;
- refinamento de malha - quando se deseja refinar uma parte da região de estudo, o resultado do modelo não refinado pode servir como condição de contorno para a região refinada (figura 7.3.12).

Como já foi dito anteriormente, a definição das condições de contorno é de suma importância, e definições incompletas ou inconsistentes levariam a resultados não desejados. A seguir, são mostrados mais dois exemplos com contornos físicos e contornos hidráulicos. A figura 7.3.13 mostra diferentes tipos de limites físicos de um aquífero.

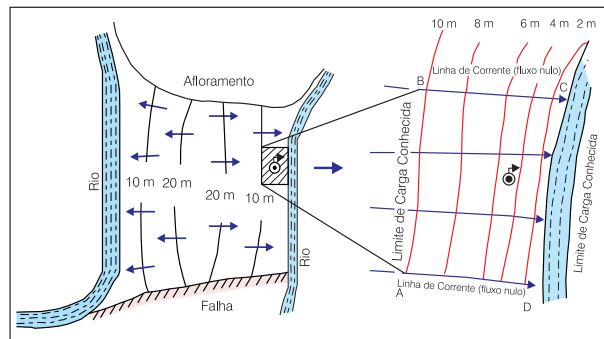
A figura 7.3.14 mostra a seção transversal de um aquífero (Toth, 1962 *apud* Wang & Anderson, 1982), para exemplificar a aplicação da equação de Laplace. Analisando-se essa figura, nota-se que os limites à direita, parte mais alta topograficamente, e à esquerda, vale do rio, funcionam como limites de fluxo nulo, pois, mesmo não havendo barreiras físicas, são divisores de água subterrânea. O limite inferior também é de fluxo nulo, pois o embasamento é considerado impermeável. O limite superior é representado pela



**Figura 7.3.10** - O rio está em contato direto com o aquífero, logo, a condição de contorno será de carga hidráulica especificada.



**Figura 7.3.11** - Existe uma camada semipermeável separando o aquífero do rio. A condição de contorno é do fluxo dependendo da carga hidráulica.



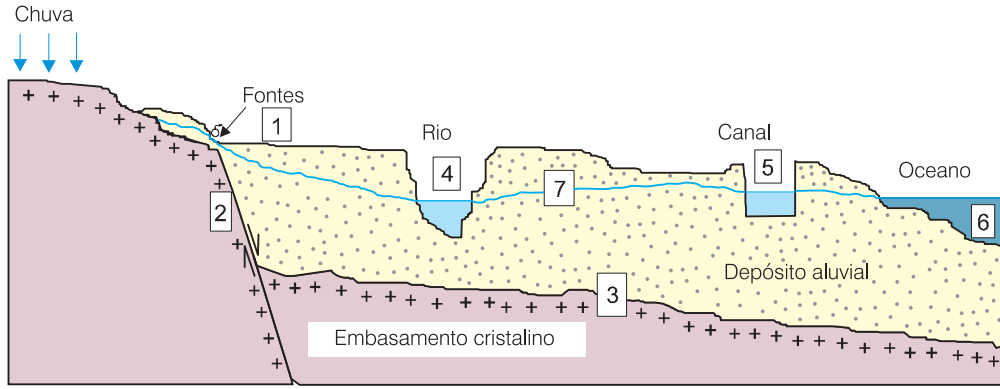
**Figura 7.3.12** - Refinamento do modelo. Os resultados do modelo não refinado servem como condição de contorno, do tipo hidráulico, para a região que será refinada (modificado de Townley & Wilson, 1980).

linha AB', porque o modelo simplifica o aquífero a um retângulo. Então, a carga ao longo da linha AB' será a altura do nível da água, que é aproximada por uma reta tracejada. Finalizando, a figura 7.3.15 sintetiza o esquema de informações necessárias para a alimentação de um modelo computacional para problemas de hidrogeologia.

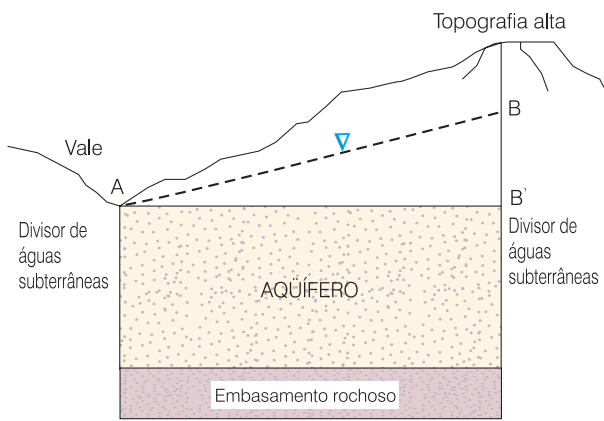
### 7.3.6 Método das Diferenças Finitas

Entre os métodos numéricos mais usados atualmente para resolução de equações diferenciais, o **Método das Diferenças Finitas** é o mais antigo, o mais divulgado, e, provavelmente, o mais bem entendido pelos geólogos e engenheiros em geral.

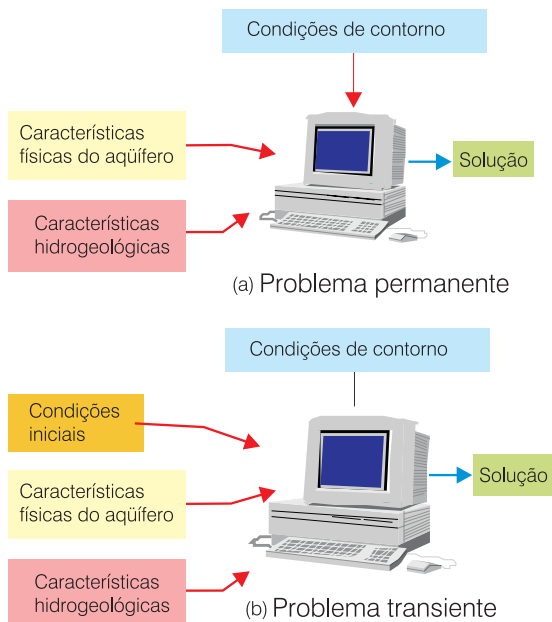
Ao contrário dos modelos analíticos, cujas funções são válidas para qualquer ponto do domínio modelado, os modelos numéricos só têm as funções definidas para determinados pontos do modelo. A escolha dos pontos é feita aleatoriamente, tanto em posição como em quantidade. Esta ação denomina-se discretizar e cada ponto escolhido é chamado de nó. Cada nó representa uma porção limitada do aquífero a ser modelado, de modo que os parâmetros atribuídos a um nó, são considerados constantes para a região que ele



**Figura 7.3.13** - Diferentes tipos de limites numa bacia. 1 - Limite de fluxo conhecido; 2 e 3 - Limite de fluxo nulo (externo); 4 e 5 - Limite de fluxo constante (interno); 6 - Limite de carga constante (externo); 7 - Nível freático (modificado de Boonstra & Ridder, 1981).



**Figura 7.3.14** - Seção transversal de um aquífero para exemplificar a aplicação da equação de Laplace. Os limites à direita e à esquerda (parte alta e o vale) funcionam como limites de fluxo nulo, pois são divisores de águas subterrâneas (modificado de Toth, 1962 *apud* Wang & Anderson, 1982).



**Figura 7.3.15** - Informações para alimentar o modelo computacional: (a) problema permanente (não varia com o tempo); (b) problema transiente (varia com o tempo).

representa (célula ou quadrícula). Deste modo, quanto maior o número de pontos, mais próximo da realidade estará o modelo. No caso da hidrogeologia, os modelos numéricos em diferenças finitas têm por objetivo o cálculo do valor da carga hidráulica em cada nó.

Geralmente, neste método, a região é aproximada por uma malha formada por retângulos. Os espaçamentos podem ser constantes, podem variar ao longo de cada eixo ou podem variar de um eixo para outro. A figura 7.3.16 mostra um exemplo de aplicação do método de Diferenças Finitas.

Em cada nó, cada derivada da função matemática do problema é aproximada por uma expressão algébrica com referência aos nós adjacentes. A expressão algébrica utilizada para representar a variação em cada eixo pode ser do tipo diferença progressiva (a derivada é calculada usando o ponto em estudo e um ponto à frente), diferença regressiva (usa o ponto em estudo e um atrás) e diferença central (usa um ponto na metade do intervalo à frente e outro na metade do intervalo atrás).

$$\text{Diferença progressiva: } \frac{dh}{dx}_i \approx \frac{h_{i+1} - h_i}{\Delta x} \quad (7.3.1)$$

$$\text{Diferença regressiva: } \frac{dh}{dx}_i \approx \frac{h_i - h_{i-1}}{\Delta x} \quad (7.3.2)$$

$$\text{Diferença central: } \frac{dh}{dx}_i \approx \frac{h_{i+1/2} - h_{i-1/2}}{\Delta x} \quad (7.3.3)$$

De acordo com a posição onde se colocam os pontos a serem utilizados na análise numérica, a malha pode ser centrada no meio da célula ou centrada nas esquinas das células (figura 7.3.17).

Na prática, em relação ao estudo de água subterrânea, a malha centrada no meio da célula é, geralmente, preferida, porque a programação computacional pode ser feita de maneira mais eficiente (Kinzelbach, 1986). Além disso, a conceituação física fica melhor representada quando se usa o nó no meio para quantificar as características médias de cada célula.

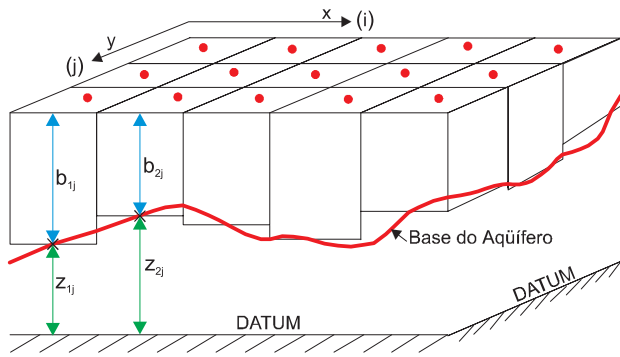


Figura 7.3.16 - Malha em diferenças finitas para estudo bidimensional.

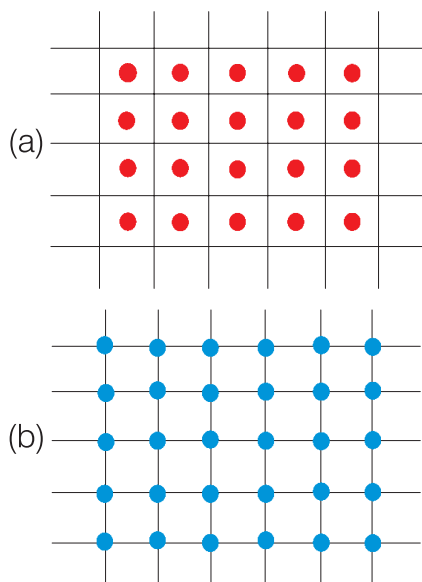


Figura 7.3.17 - (a) malha centrada no meio da célula; (b) malha centrada no canto da célula.

### Refinamento da Malha

Atualmente, a maior parte dos programas computacionais permite a utilização do refinamento da malha. Na escolha do refinamento devem ser observados os seguintes critérios:

- quanto menor a célula, mais acurados serão os resultados do cálculo; e
- quanto menor a célula, maior a quantidade de equações a serem resolvidas, maior o tempo de processamento e maior a necessidade de espaço na memória do computador.

Em geral, procura-se refinar a malha nos locais de maior interesse e deixa-se a malha mais espaçada nos locais distantes da região de interesse. Locais que, usualmente, requerem refinamento são trechos onde se espera elevados gradientes hidráulicos, trechos com rios de pouca largura ou pontos de descontinuidade geológica ou hidrológica.

Quando se usa refinamento, é importante evitar distorções. Uma regra prática que se usa é considerar cada célula não maior que uma vez e meia a célula vizinha. Além disso, para evitar retângulos muito alongados, recomenda-se que o comprimento da célula não seja maior que 10 vezes sua largura. A figura 7.3.18 mostra uma aplicação com refinamento de malha em Dane County, Wisconsin (USA).

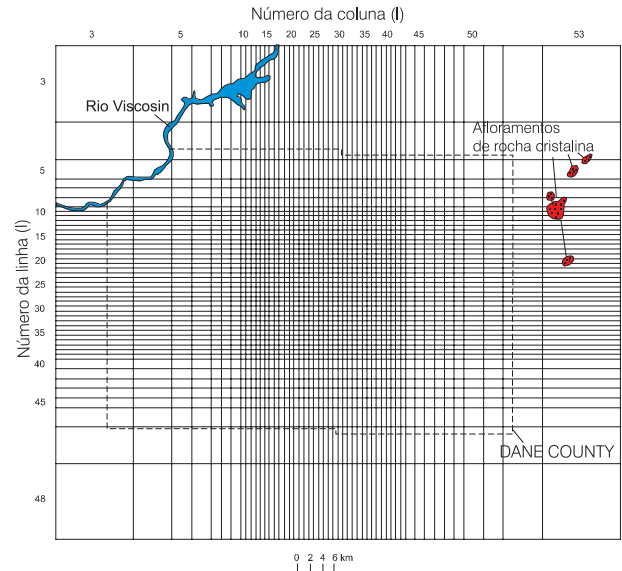


Figura 7.3.18 - Exemplo de malha irregular em Diferenças Finitas. O espaçamento pequeno da malha no interior da região é para representar melhor a bateria de poços para abastecimento municipal. Dane County, Wisconsin, USA, (modificado de McLeod, 1975).

A transmissividade média entre duas células pode ser obtida através da média dos valores nodais da transmissividade de cada uma. Quando a transmissividade não sofre grandes variações, pode ser utilizada a média aritmética, mas, a rigor, deve ser utilizada a média harmônica (Huyakorn, 1983, Kinzelbach, 1986):

$$\frac{1}{T_m} = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{T_{i-1}} + \frac{1}{T_i} \right)$$

ou

$$T_m = \frac{2T_i T_{i-1}}{T_i + T_{i-1}}$$

onde,  $T_m$  é a transmissividade média entre dois nós e  $T$  é a transmissividade em cada nó.

Quadro 7.3.5 - Variação de transmissividade em células vizinhas - Transmissividade média.

#### LEMBRETE

- Em malhas irregulares, cada célula não deve ser maior que 1,5 vezes a célula vizinha.
- Em cada célula, o comprimento não deve ser maior que 10 vezes a largura.

## Condições de Contorno

Nos problemas de malha centrada no meio da célula, consegue-se melhor precisão colocando-se o limite da célula coincidindo com o limite do aquífero, para o caso de fluxo especificado (contorno impermeável é do tipo fluxo especificado igual a zero) e colocando-se o meio da célula no limite do aquífero, para o caso de carga hidráulica especificada (figura 7.3.19).

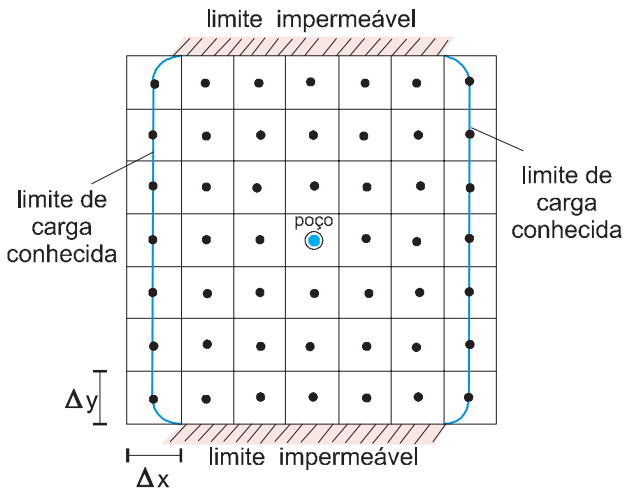


Figura 7.3.19 - Colocação do contorno da malha de acordo com as condições de contorno do aquífero (Kinzelbach, 1986).

### REGRAS PRÁTICAS

#### Coefficiente de Armazenamento

Para tornar o programa o mais geral possível, os pontos com potencial constante podem ser considerados como tendo um coeficiente de armazenamento extremamente grande, por exemplo,  $10^{30}$ . Desta forma, um nó deste contorno pode ceder ou receber grande quantidade d'água com variação desprezível de carga hidráulica.

#### Aquífero livre (não confinado)

No aquífero livre, a transmissividade é função da carga hidráulica e deve ser explicitada baseando-se na condutividade hidráulica.

$$T_{ij} = K_{ij} (h_{ij} - b_{ij})$$

onde  $b_{ij}$  é a cota da base do aquífero no nó  $i,j$ .

É importante observar que  $h$  não pode decrescer abaixo de  $b$ . Quando isto acontece, a célula está seca e a transmissividade deveria ser modificada para zero. No entanto, isto acarretaria problemas quando o nível voltasse a subir, porque a célula com transmissividade nula não iria receber água. Uma das maneiras que tem sido utilizada para modelar este caso é adotar uma transmissividade residual muito pequena, sempre que o nível da água chegar abaixo de um valor  $(b + \epsilon)$ , onde  $\epsilon$  é um valor pequeno.

Quadro 7.3 .6 - Regras práticas usadas na elaboração do programa.

## Equações Diferenciais

### Variação no Espaço

Usando a diferença central, a primeira derivada da carga hidráulica é dada por:

$$\frac{\partial h}{\partial x} \approx \frac{h_{i,j+1/2} - h_{i,j-1/2}}{\Delta x} \quad (7.3.4)$$

Logo, a segunda derivada será:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \approx \frac{1}{\Delta x} \left( \frac{h_{i,j+1} - h_{i,j}}{\Delta x} - \frac{h_{i,j} - h_{i,j-1}}{\Delta x} \right) \quad (7.3.5)$$

Portanto:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \approx \frac{h_{i,j+1} - 2h_{i,j} + h_{i,j-1}}{(\Delta x)^2} \quad (7.3.6)$$

Analogamente, é definida uma expressão semelhante para o eixo  $y$ . Para o exemplo de um problema bidimensional, homogêneo, isotrópico, permanente e sem recarga, teremos:

$$\frac{h_{i,j+1} - 2h_{i,j} + h_{i,j-1}}{(\Delta x)^2} + \frac{h_{i-1,j} - 2h_{i,j} + h_{i+1,j}}{(\Delta y)^2} = 0 \quad (7.3.7)$$

Ou seja, transformou-se a equação diferencial parcial em uma equação algébrica. Para cada nó interno da malha, aplica-se a equação acima e, depois, resolve-se o sistema de equações.

### Variação no Tempo

Quando o problema não é permanente, discretiza-se o tempo, visto que a carga hidráulica e outras grandezas são dependentes desta variável. De acordo com a forma de discretizar o tempo, o problema pode ser classificado em explícito ou implícito, e é necessário, em cada caso, observar as características de convergência e estabilidade do processo numérico.

No método explícito, o valor da carga hidráulica num certo instante depende, apenas, do valor no instante anterior, considerado já conhecido. No entanto, como o método explícito pode apresentar problemas de estabilidade, vários outros métodos foram desenvolvidos colocando a carga hidráulica em função dos valores da carga em nós vizinhos no tempo atual e no tempo passado. Com isto, não se tem mais simplesmente uma equação, porém, um conjunto de equações que devem ser resolvidas simultaneamente. Em problemas com heterogeneidade, a entrada de dados do programa, além de apresentar a leitura da geometria do aquífero e da formação da malha, deve conter os valores do coeficiente de armazenamento e da transmissividade para cada sub-região ou para cada célula.

Se, além disso, houverem também situações de anisotropia, a transmissividade deve ser indicada para cada direção ou pode ser indicada nos pontos onde houver variação.

**Método Explícito** - usando a aproximação por diferença progressiva para o tempo, teremos:

$$\frac{\partial h}{\partial t} \approx \frac{h_{ij}^{n+1} - h_{ij}^n}{\Delta t} \quad (7.3.8)$$

Aplicando na equação bidimensional de um aquífero homogêneo e isotrópico, já conhecida, como por exemplo:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{R}{T} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (7.3.9)$$

Chega-se a:

$$\frac{h_{ij+1}^n - 2h_{ij}^n + h_{ij-1}^n}{(\Delta x)^2} + \frac{h_{i-1,j}^n - 2h_{ij}^n + h_{i+1,j}^n}{(\Delta y)^2} + \frac{R_{ij}}{T} = \frac{S}{T} \left( \frac{h_{ij}^{n+1} - h_{ij}^n}{\Delta t} \right) \quad (7.3.10)$$

Os índices subscritos referem-se às coordenadas espaciais e os índices sobrescritos referem-se ao tempo. Desta maneira, o valor da variável **h** no tempo **n+1** pode ser explicitado em função dos valores do tempo **n** considerados já conhecidos. Se for adotado um valor do intervalo de tempo ( $\Delta t$ ) muito grande, o erro de aproximação por diferenças finitas poderá crescer muito e o problema tornar-se-á numericamente instável. Em um problema explícito, uma condição para que a solução seja estável é que a razão  $(T\Delta t)/S(\Delta y)^2$  seja menor que determinado valor. Para problema unidimensional, este valor é 0,5.

$$\frac{T\Delta t}{S(\Delta y)^2} < 0,5 \quad (7.3.11)$$

Para problemas bidimensionais, pode ser usada a mesma expressão, com o menor dos dois valores  $\Delta y$  ou  $\Delta x$ . No entanto, outros autores adotam o limite para a estabilidade neste caso igual a 0,25 (Rushton & Redshaw, 1979) e no lugar de  $\Delta y$  é utilizado o valor da hipotenusa da quadrícula:

$$\frac{T\Delta t}{S[(\Delta x)^2 + (\Delta y)^2]} < 0,25 \quad (7.3.12)$$

A razão básica para instabilidade é que o método explícito considera que as características do escoamento permanecem inalteradas durante todo o intervalo de tempo entre **t** e **t + Δt**. Muitas vezes, para uma malha com espaçamento entre 10 e 100 metros em modelos regionais, obtém-se que o intervalo de tempo deve ser da

ordem de alguns segundos para garantir a estabilidade. Se é do interesse simular vários anos de exploração, o tempo de processamento torna-se bastante elevado.

**Método Implícito** - no método implícito, a derivada é avaliada em algum ponto entre um intervalo de tempo atual e o intervalo seguinte, usando uma média ponderada. A equação passa a ser:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \approx \alpha \frac{h_{ij+1}^{n+1} - 2h_{ij}^{n+1} + h_{ij-1}^{n+1}}{(\Delta x)^2} + (1-\alpha) \frac{h_{ij+1}^n - 2h_{ij}^n + h_{ij-1}^n}{(\Delta x)^2} \quad (7.3.13)$$

Para simplificar a expressão, considere-se a seguinte notação:

$$\bar{h}_{ij}^n \approx h_{i-1,j}^n + h_{i+1,j}^n + h_{i,j-1}^n + h_{i,j+1}^n \quad (7.3.14)$$

A equação de um modelo bidimensional de um aquífero homogêneo e isotrópico, com malha de espaçamento constante ( $\Delta x = \Delta y$ ), fica então:

$$\alpha \frac{\bar{h}_{ij}^{n+1} - 4h_{ij}^{n+1}}{(\Delta x)^2} + (1-\alpha) \frac{\bar{h}_{ij}^n - 4h_{ij}^n}{(\Delta x)^2} + \frac{R_{ij}}{T} = \frac{S}{T} \left( \frac{h_{ij}^{n+1} - h_{ij}^n}{\Delta t} \right) \quad (7.3.15)$$

Na equação do método implícito, aparecem, agora, cinco incógnitas no intervalo **n+1**, que são a carga hidráulica no nó e as cargas hidráulicas nos nós acima, abaixo, à direita e à esquerda, também no intervalo **n+1**. Desta forma, em cada intervalo é necessário resolver um sistema pela aplicação da equação a todos os nós da malha. Para  $\alpha = 0$ , a expressão reduz-se à equação do método explícito. Para  $\alpha = 1$ , considera-se que a melhor aproximação para a derivada espacial é a do *step* futuro e o método é chamado completamente implícito. Em geral,  $\alpha$  é tomado entre 0 e 1 e um dos valores usados é  $\alpha = 1/2$ , que é o chamado esquema de Crank-Nicholson, que se apresenta como incondicionalmente estável e é, geralmente, o mais usado nos modelos de água subterrânea.

O modelo completamente implícito também é incondicionalmente estável, porém, ao se usar algum método iterativo para resolução do sistema de equações, exige, geralmente, bem maior número de iterações que o Crank-Nicholson para a mesma tolerância.

A título de ilustração é apresentada na tabela 7.3.4, o resultado da simulação, realizada por diversos métodos, entre eles o método analítico de Theis, do bombeamento de um poço em um aquífero confinado, com descarga constante de 83,3 m<sup>3</sup>/h, transmissividade de 3,47x10<sup>-3</sup> m<sup>2</sup>/s, coeficiente de armazenamento igual a 0,002 e alcance de 13,12 dias. A malha de discretização é quadrada com  $\Delta x = \Delta y = 100$  m.



t (dias)	Δt (dias)	Explícito (h <sub>0</sub> - h) para α=0	Crank-Nicolson		Implícito		(h <sub>0</sub> - h) solução p/ Theis
			(h <sub>0</sub> - h) para α=1/2	Num. de Iterações	(h <sub>0</sub> - h) P/ α=1	Num. de Iterações	
0,01	0,01	0,00	0,05	4	0,06	4	0,04
0,05	0,02	0,46	0,41	5	0,38	6	0,42
0,13	0,05	0,83	0,88	7	0,82	9	0,86
0,49	0,17	0,22.10 <sup>3</sup>	1,55	14	1,49	19	1,51
1,13	0,38	0,27.10 <sup>6</sup>	1,98	22	1,92	31	1,94
5,12	1,95	0,60.10 <sup>14</sup>	2,81	59	2,71	74	2,80
13,12	4,38	0,10.10 <sup>20</sup>	3,26	101	3,10	114	3,23

**Tabela 7.3.4** - Resultados de simulações para verificar o rebaixamento causado por um poço bombeado em um ponto situado a 100 metros (observe que a partir do quarto intervalo de tempo, o método explícito ficou instável e os resultados ficaram fora da realidade).

### 7.3.7 Noções de Modelos de Transporte de Poluentes

Nos últimos anos aumentou consideravelmente a preocupação com a poluição da água subterrânea. No Brasil, já foram observados alguns casos de vazamentos industriais e poluição por lixões, de modo que existe interesse dos órgãos públicos, bem como de indústrias e empresas de consultoria, em avaliar a propagação de poluentes.

São classificados em miscíveis ou imiscíveis, de acordo com sua propriedade de se misturar com a água. Fluidos miscíveis diluem-se, formam uma solução com a água e propagam-se na água subterrânea devido ao seu movimento e à dispersão do poluente. Fluidos imiscíveis mantêm-se separados e a pluma de poluente propaga-se, mantendo a interface de separação com a água, e a análise é feita considerando escoamento bifásico.

Para o caso de fluidos miscíveis, o poluente pode propagar-se no meio poroso por advecção (devido ao próprio movimento da água) ou por dispersão hidrodinâmica (que inclui a dispersão mecânica e a difusão molecular). Na realidade, propagação de poluentes em meio poroso é um assunto extremamente complexo e ainda existem muitos problemas não resolvidos relacionados com a dispersão, sorção e reações dos poluentes. Estes assuntos continuam sendo objeto de muitas pesquisas em diversos países do mundo.

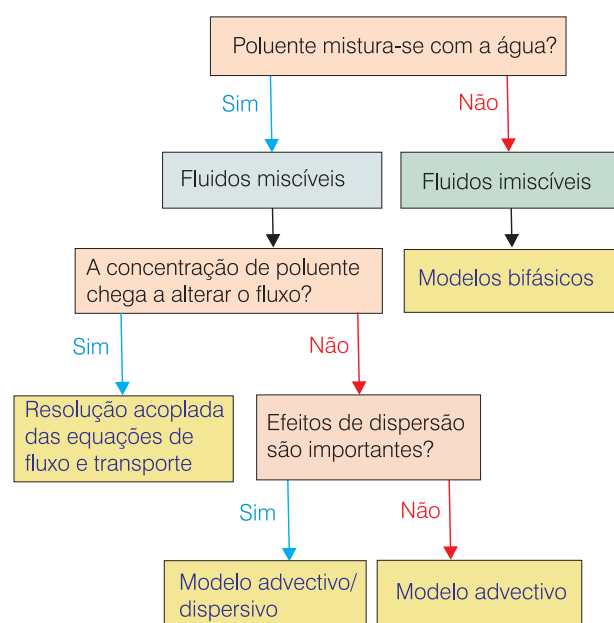
Para aplicação dos modelos de transporte de poluentes, é necessário conhecer o campo de velocidades de um aquífero, que, geralmente, é obtido aplicando-se previamente um modelo de fluxo. Existem, no entanto, alguns casos mais complexos, em que a concentração dos poluentes é grande e chega a modificar o escoamento. Neste caso, é necessário resolver conjuntamente as equações de fluxo e transporte de massa. A figura 7.3.20 mostra um esquema simplificado dos modelos de transporte de soluto. Este tema é discutido com mais detalhe no capítulo 5.3, portanto, aqui apenas serão citados os principais fatores que influenciam o transporte de poluentes.

### Dispersão

A dispersão hidrodinâmica do poluente deve-se à dispersão mecânica e à difusão molecular. Dispersão mecânica ocorre devido às variações de velocidades nos poros, causadas pela resistência das superfícies sólidas, pelos diferentes tamanhos dos poros e pelo desvio do fluido ao redor dos grãos do subsolo (capítulo 2.2). Difusão molecular ocorre devido ao movimento oscilatório das moléculas e as partículas do poluente movem-se das áreas de maior concentração para as áreas de menor concentração. A dispersão hidrodinâmica pode ser representada por:

$$D_{xx} \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + D_{yy} \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} + D_{zz} \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} \tag{7.3.16}$$

onde, **C** é a concentração de poluente e **D** é o coeficiente de dispersão. A rigor, o coeficiente de dispersão é um tensor, mas, na equação acima utilizou-se só as direções principais.



**Figura 7.3.20** - Esquema simplificado dos tipos de modelos de transporte de poluentes.

Desprezando-se a difusão molecular e considerando-se o movimento da água na direção  $x$ , o coeficiente de dispersão pode ser representado como:

$$D_{xx} = a_L v ; D_{yy} = a_T v ; D_{zz} = a_T v \quad (7.3.17)$$

onde,  $a_L$  é a dispersividade longitudinal e  $a_T$  é a dispersividade transversal.

Grande parte dos modelos de transporte de poluentes utilizam esta formulação para a dispersão, no entanto, o grande problema é o cálculo da dispersividade, que depende da escala de observação do problema. Diversos pesquisadores têm estudado este assunto e observado que quando se passa da escala local para a escala regional, a dispersividade aumenta, talvez pelo fato do poluente encontrar mais heterogeneidades no aquífero.

### Decaimento

Alguns poluentes podem decair com o tempo. Considerando um decaimento de primeira ordem:

$$\frac{dC}{dT_{1/2}} = -\lambda C \quad (7.3.18)$$

onde,  $\lambda$  é a constante de decaimento de primeira ordem, cujo valor é igual a  $\ln 2/T_{1/2}$ , e  $T_{1/2}$  é a meia-vida do poluente. Exemplos de decaimento são poluentes radiativos e casos de biodegradação.

### Retardamento

Retardamento é o fenômeno em que a velocidade de propagação do poluente é menor que a da água subterrânea. As causas do retardamento vêm sendo pesquisadas e entre elas encontram-se a absorção e a adsorção do poluente pelos grãos do material poroso do aquífero. O retardamento geralmente é representado por um fator  $R$  que na equação da modelagem será multiplicado pelos termos  $\partial C/\partial T$ .

### Equação do Transporte de Poluente em um Aquífero

Reunindo todos os termos descritos anteriormente, a equação bidimensional do transporte de poluente num aquífero homogêneo e anisotrópico com velocidade constante e uniforme será:

$$D_{xx} \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + D_{yy} \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} - v \frac{\partial C}{\partial x} - R\lambda C + C'W = R \frac{\partial C}{\partial t} \quad (7.3.19)$$

onde,  $W$  é uma fonte ou sumidouro e  $C'$  é a concentração do poluente na fonte (ou sumidouro).

Para resolver esta equação, é necessário conhecer as condições iniciais e as condições de contorno. Condição inicial é a situação da concentração ao longo do aquífero no tempo  $t=0$ . As condições de contorno, de maneira análoga ao caso da equação de fluxo, podem ser:

- concentração especificada (condição de Dirichlet);
- fluxo de massa especificado (condição de Neumann); e
- fluxo de massa dependente da concentração (condição mista, de Robin ou Cauchy).

Alguns programas computacionais utilizam a equação (7.3.19) para o cálculo do transporte de poluente. No entanto, alguns inconvenientes ainda existem e é necessário ter isto em mente ao modelar um caso de poluição. Estes inconvenientes são:

- os mecanismos de dispersão e de reações químicas dos poluentes ainda não são completamente entendidos e a equação utilizada é uma simplificação da situação que de fato ocorre;
- é difícil avaliar os parâmetros da equação, de modo que muitas vezes se adota estimativas grosseiras dos seus valores; e
- a equação do transporte de poluente é bem mais difícil de resolver do que a equação de fluxo. Algumas vezes podem ocorrer problemas de dispersão numérica e de oscilações dos resultados.

### Modelo Advectivo

Levando em conta o exposto anteriormente, alguns modeladores preferem só analisar o transporte advectivo. A modelagem fica bem mais simples e, para os casos em que a advecção é dominante, os resultados são bem satisfatórios. Uma das formas de analisar o transporte advectivo, é seguir a trilha da partícula (*particle tracking*) e estabelecer as linhas de caminhamento dos poluentes. Neste método, após resolver as equações de fluxo, analisa-se o movimento de partículas imaginárias infinitamente pequenas colocadas no campo de velocidades do aquífero.

### 7.3.8 Método de Elementos Finitos

O Método de Elementos Finitos vem sendo bastante usado, nos últimos anos, em diversas áreas de desenvolvimento tecnológico, como, por exemplo, na indústria automobilística e na indústria aeronáutica. Em termos de água subterrânea, já existem alguns pacotes computacionais disponíveis no mercado utilizando Elementos Finitos. Apesar do método de Elementos Finitos ser mais trabalhoso para implantação computacional, ele apresenta as seguintes vantagens:

- flexibilidade para diferentes tipos de problema;
- facilidade para modelar contornos irregulares; e
- capacidade de representar meios heterogêneos e anisotrópicos.

O método dos elementos finitos (MEF) consiste em se dividir a região que está sendo estudada num certo número de pequenos elementos (não infinitesimais), que são conectados a um conjunto de nós, geralmente colocados nos vértices ou nas arestas dos elementos. No caso unidimensional, estes elementos são segmentos. No caso bidimensional os elementos podem ter a forma de qualquer tipo de polígono, embora o mais difundido seja o elemento triangular. No caso tridimensional, pode ser usado qualquer tipo de poliedro.

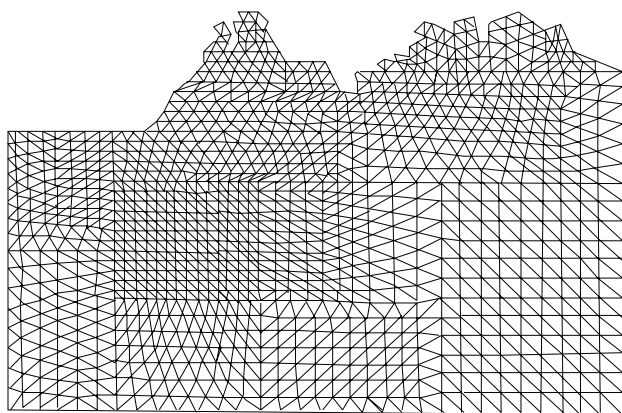
A figura 7.3.21 mostra uma aplicação de elementos finitos no caso bidimensional com a discretização do aquífero Beberibe, no estado de Pernambuco. Nesta aplicação foram utilizados elementos triangulares.

Dentro de cada elemento, a variável dependente, geralmente a carga hidráulica, é aproximada por uma função de interpolação que pode ser de diversos tipos, sendo que as mais usadas são funções lineares ou quadráticas. Esta função de interpolação é definida em relação aos valores que a carga hidráulica assume nos nós associados com cada elemento. O problema original é, então, transformado numa integração onde todos os elementos são combinados, formando-se um sistema de equações onde as incógnitas são os valores da carga hidráulica nos nós.

A formulação composta por integrais, característica do **MEF**, pode ser obtida através de cálculo variacional ou através do método de resíduos ponderados.

Apesar de se poder chegar à mesma equação final por qualquer dos métodos, geralmente, no caso de água subterrânea e de outros problemas do tipo da teoria do potencial, tem-se utilizado mais o método dos resíduos ponderados.

A idéia fundamental do método de elementos finitos consiste em substituir-se a solução exata de uma equação diferencial parcial por uma solução aproximada contínua por partes.



**Figura 7.3.21** - Aquífero Beberibe (Pernambuco). Região discretizada em elementos finitos (Cirilo e Cabral, 1989).

Esta função de aproximação não satisfaz à equação original de uma forma exata e, então, haverá um resíduo. Este resíduo é forçado a ser nulo em média, através de um fator de ponderação. No método de elementos finitos, o bombeamento ou recarga com poços é associado ao nó se a posição do poço coincidir com a posição do nó, ou, então, a vazão é dividida proporcionalmente aos nós adjacentes, no caso do poço estar dentro do elemento. Em diferenças finitas, a água é extraída ou recarregada na célula, ao invés de ser no nó, o que aumenta as imprecisões. Em geral, os dois métodos dão resultados semelhantes, mas, nas proximidades de poços o **MEF** dá resultados mais próximos dos valores reais.

#### LEMBRETE

Uma das características que torna o Método dos Elementos Finitos (MEF) mais preciso que o Método das Diferenças Finitas (MDF), é que no primeiro, a carga hidráulica é aproximada por uma solução contínua por partes ao longo de todo o domínio, enquanto que no segundo, a carga é definida apenas nos nós.

#### Método de Elementos Finitos com a Técnica de Resíduos Ponderados

Considere-se como exemplo a equação de um aquífero bidimensional, homogêneo e isotrópico, num escoamento permanente e sem recarga:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (7.3.20)$$

A carga hidráulica pode ser aproximada por uma função  $\hat{h}$  e o resíduo será:

$$\text{Resíduo} = \left( \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right) - \left( \frac{\partial^2 \hat{h}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \hat{h}}{\partial y^2} \right) \quad (7.3.21)$$

O processo consiste em aplicar-se ao resíduo uma função de ponderação  $\mathbf{w}(\mathbf{x}, \mathbf{y})$ , forçando-se o erro a anular-se no domínio  $\mathbf{D}$ . Assim:

$$\iint_{\mathbf{D}} \left( \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right) \mathbf{w}(\mathbf{x}, \mathbf{y}) \, dx \, dy = 0 \quad (7.3.22)$$

A função de aproximação  $\hat{h}$  é expressa como uma relação de um conjunto de funções linearmente independentes, associadas a cada nó da discretização.

$$\hat{h} = \sum_{i=1}^n h_i \Phi_i$$

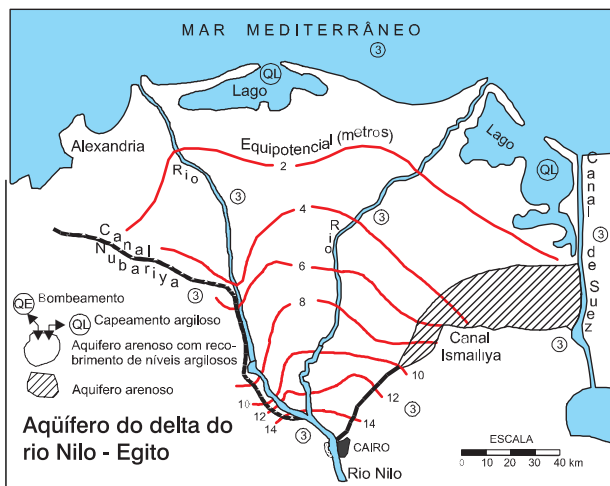
onde,  $n$  é o número total de nós no domínio e  $\Phi_i$  são as chamadas funções de interpolação.

As funções de peso ou ponderação podem ser de diversos tipos, sendo que as mais comuns são a função delta de Dirac, quando se usa a técnica de colocação, a

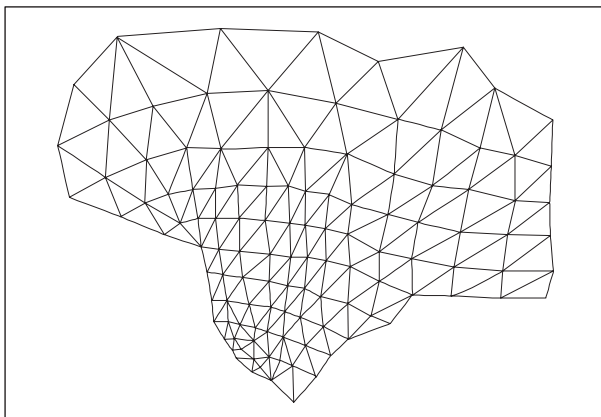
função unitária, quando se usa a técnica do subdomínio e as próprias funções de interpolação  $\Phi$ , de acordo com a técnica de Galerkin. Geralmente adota-se funções de interpolação  $\Phi$  que assumam o valor 1 no nó  $i$  e o valor zero em qualquer outro nó. Desta forma, os valores de  $h$ , já são as incógnitas procuradas.

A figura 7.3.22 mostra uma aplicação de elementos finitos no aquífero subjacente ao delta do Nilo, no Egito, realizada por Townley & Wilson (1980). Chama atenção o bom ajuste do modelo ao contorno do aquífero e o refinamento da malha nos pontos de maior gradiente hidráulico.

Em elementos finitos devem ser evitados elementos muito alongados, para evitar distorções. Em aquíferos isotrópicos, o uso de elemento triangular equilátero ajuda a melhorar a precisão. Alguns autores sugerem que a relação entre o comprimento numa direção e na direção transversal nunca ultrapasse 5. Para materiais anisotrópicos, as dimensões dos elementos devem ser baseadas na transformação para um meio isotrópico equivalente. Devem, também, ser evitados elementos grandes junto de elementos pequenos. É importante que haja uma variação gradativa de região com malha refinada para a região com malha espaçada.



(a)



(b)

Figura 7.3.22 - Malha de elementos finitos aplicada ao aquífero do delta do Nilo (modificado de Townley & Wilson, 1980).

### 7.3.9 Estudo de Caso - Aquífero Cabeças no Vale do Gurguéia - PI

O aquífero Cabeças, na região do vale do Gurguéia, além de fornecer água para o abastecimento público de comunidades e propriedades particulares, também é utilizado para irrigação.

Com o propósito de irrigar 1.700 ha (Projeto Piloto), na margem direita do rio Gurguéia, sul do Piauí, foram perfurados, pela CPRM para o DNOCS, 16 poços, totalmente penetrantes na Formação Cabeças, com vazões de exploração em torno de 420 m<sup>3</sup>/h. A conclusão da perfuração desta bateria de poços foi em 1978. Em 1986, o DNOCS resolveu ampliar a área irrigada na região do vale do Gurguéia, com a implantação de mais duas novas baterias de poços, Colônia do INCRA e UNIFOR, e ampliar a bateria do Projeto Piloto.

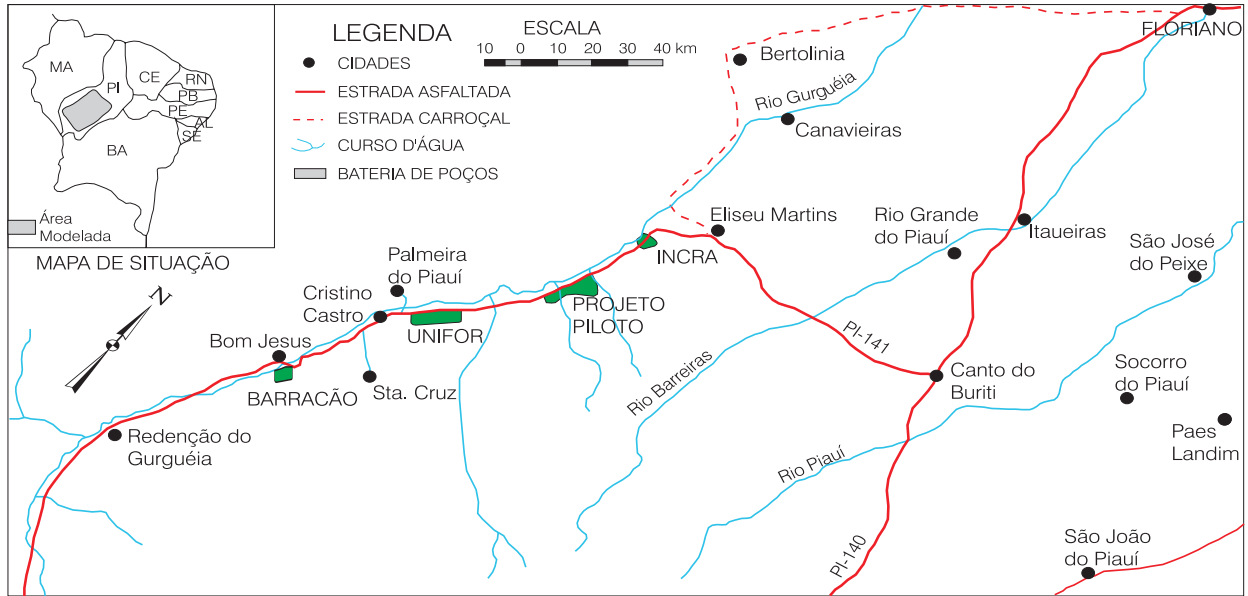
Para auxiliar na definição das novas baterias e avaliar o impacto das mesmas no manancial subterrâneo, bem como a interferência entre elas, utilizou-se, entre outras metodologias, uma importante ferramenta que foi a modelação matemática em diferenças finitas do aquífero Cabeças, na região do vale do rio Gurguéia.

A localização da área estudada é mostrada na figura 7.3.23. Geologicamente, a área situa-se quase que em sua totalidade sobre os sedimentos da bacia do Parnaíba (Piauí-Maranhão), sendo representada, na área modelada, pelas formações Serra Grande, Pimenteiras, Cabeças, Longá e Poti-Piauí, que, por sua vez, representam do Siluriano ao Carbonífero da bacia.

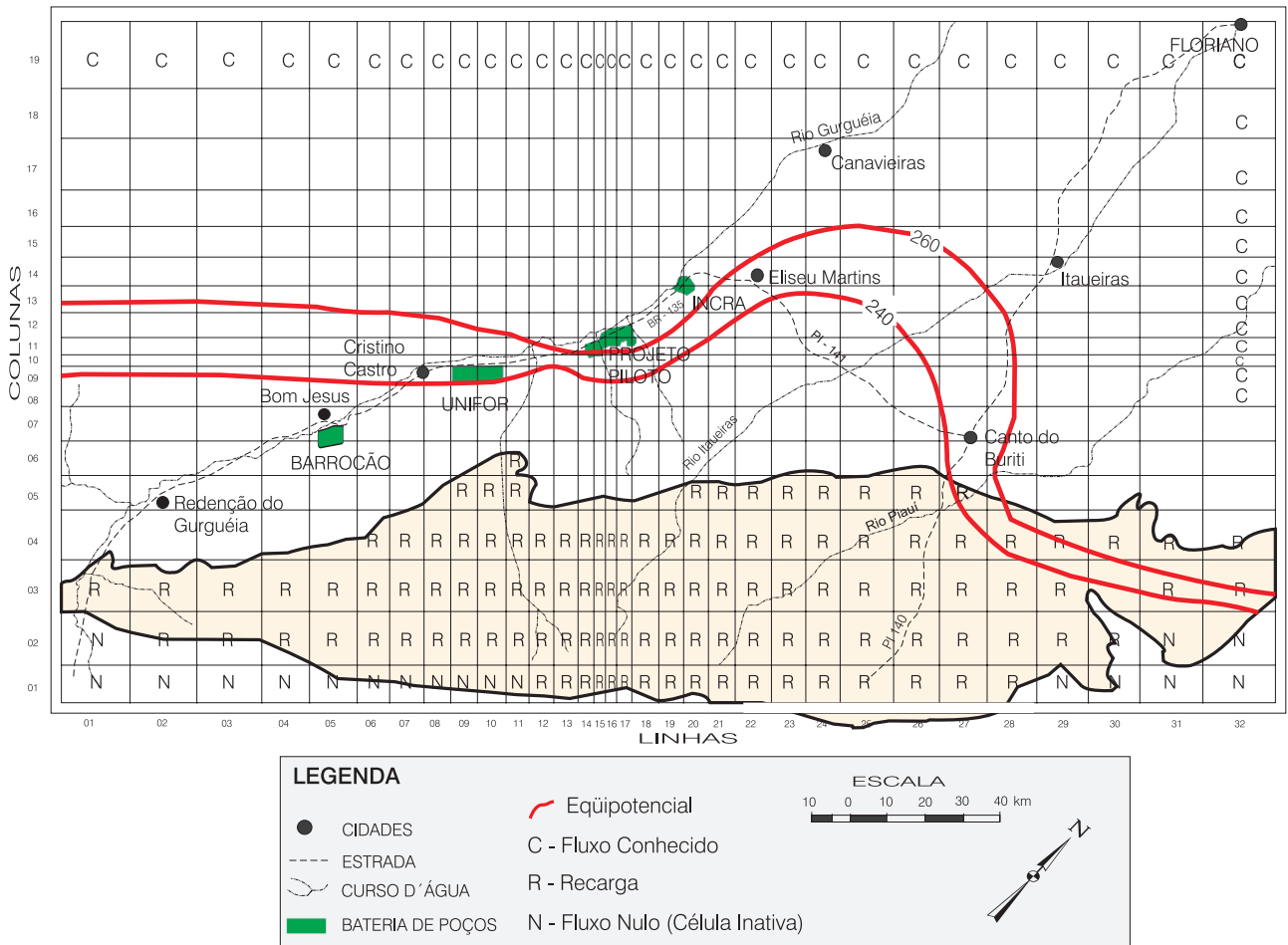
Estruturalmente, a bacia do Parnaíba é monótona, perturbada apenas em alguns locais por "intrusões máficas em forma de diques e soleiras, provavelmente do Jurássico Superior" (Sudene, 1979). Os falhamentos são raros, pelo menos na área estudada. Os principais passos na elaboração do modelo são descritos sucintamente a seguir.

**Discretização** - a área foi dividida em 608 células retangulares, sendo 32 linhas e 19 colunas. Como o modelo considerou apenas o aquífero Cabeças, tem-se na vertical uma única camada (figura 7.3.24). A discretização foi feita por células com tamanhos variando entre 3,5 x 4 km e 20 x 20 km. O espaçamento irregular foi feito de modo que, a área do Projeto Piloto, considerada de maior interesse, além de ser o local com o maior número de informações disponíveis, tivesse um adensamento da malha.

**Condições nos Limites** - os limites utilizados foram de dois tipos: limites de fluxo nulo e limites de fluxo conhecido (ou fluxo constante - figura 7.3.24). Os limites de fluxo nulo foram usados nas células que limitam o aquífero e naquelas onde as linhas piezométricas são perpendiculares ao limite da área discretizada. As demais células, onde as linhas piezométricas são paralelas ao limite da área discretizada, foram consideradas como limite de fluxo conhecido. O fluxo escoado por este limite foi calculado com base no fluxo natural.



**Figura 7.3.23** - Localização da área estudada. A área modelada tem a forma de um retângulo, medindo 361,64 x 213,34 km, perfazendo um total de 77.152,27 km<sup>2</sup>, cujo lado maior está na direção NE-SW. Abrangeu todo o vale do rio Gurguéia, que vai desde o município de Redenção do Gurguéia até Floriano, estado do Piauí (modificado de Demétrio, 1990).



**Figura 7.3.24** - Limites e discretização da área modelada na região do vale do Gurguéia. Foram utilizados dois tipos de limites: limites de fluxo nulo e limites de fluxo conhecido (modificado de Demétrio, 1990).

**Parâmetros Utilizados** - os parâmetros hidrodinâmicos do aquífero Cabeças disponíveis eram escassos em relação às dimensões da área estudada. Totalizavam 16 informações extraídas do Inventário Hidrogeológico Básico do Nordeste, folha 18, e mais 20, da última programação de perfuração de poços.

Vale salientar que a quase totalidade das informações disponíveis estavam alinhadas mais ou menos na direção norte-sul, acompanhando o rio Gurguéia, entre as cidades de Cristino Castro e Eliseu Martins, numa extensão aproximada de 110 km. Os dados teriam sido mais úteis se estivessem espalhados aleatoriamente pela área. As transmissividades utilizadas variaram entre  $2 \cdot 10^{-2}$  a  $2 \cdot 10^{-3}$  m<sup>2</sup>/s. A partir destes valores, foram sendo feitos ajustes para as áreas sem informações, a fim de obter-se uma superposição entre a piezometria observada e a piezometria calculada pelo modelo.

O coeficiente de armazenamento utilizado para a área de confinamento foi, no geral, de 0,0003, porém, com base nos testes de aquíferos realizados, foram utilizados os valores de  $5,69 \cdot 10^{-4}$ , para a área em torno da Bateria da Unifor,  $3,5 \cdot 10^{-4}$ , para as proximidades do Projeto Piloto, e  $2 \cdot 10^{-4}$ , em torno da Bateria do INCRA, enquanto que para a área de afloramento, não confinada, o valor utilizado foi de 0,02.

Os dados de infiltração utilizados foram obtidos através do cálculo do volume escoado naturalmente, onde foram tomadas as linhas isopiezométricas de 260 e 240 metros (figura 7.3.24).

Foi admitido que o aquífero Cabeças é alimentado apenas pela infiltração na sua zona de recarga, pois até o momento não havia qualquer informação que autorizasse considerar efeitos de drenança. Dividindo-se, então, a descarga natural total pela área de afloramento, encontrou-se um valor para infiltração anual da ordem de 10,5 mm/ano, porém, para as necessidades de ajuste foi utilizada uma infiltração média de 7,5 mm/ano, com pequenas variações.

**Calibração do Modelo** - como não se dispunha de séries históricas de observação de níveis e descargas, a calibração consistiu em reproduzir a piezometria observada, tendo como base os parâmetros mencionados anteriormente, exceto o coeficiente de armazenamento, pois as simulações para a calibração (ajuste) foram feitas em regime de fluxo permanente, porque estava-se buscando reproduzir o escoamento natural, que, por hipótese, estaria em regime de equilíbrio.

A calibração teve como diretriz mestra o ajuste das linhas isopiezométricas de 260 e 240 metros, pois eram as linhas melhor apoiadas pelas informações disponíveis. O ajuste foi obtido por tentativas. Era fornecida uma série de valores para os parâmetros do modelo, comparava-se o resultado com o observado, repetindo-se a operação até encontrar um resultado satisfatório, ou seja, quando as diferenças entre as cargas hidráulicas observadas e as calculadas pelo modelo ficassem em valores aceitáveis - no caso foi considerado  $\pm 5$  m.

**Simulações Realizadas** - definido o modelo, foram realizadas mais 10 simulações, nas quais analisou-se diversos cenários possíveis de utilização do aquífero Cabeças. O melhor arranjo conseguido, que permitiria irrigar cerca de 4.700 hectares, foi o seguinte:

- a bateria do INCRA não sofreria alterações;
- a bateria do Projeto Piloto só seria operada com apenas 9 poços;
- a bateria da Unifor seria acrescida de mais 2 poços, passando a funcionar com 8 poços;
- a bateria Barrocão, pertencente a particulares, nas proximidades da cidade de Bom Jesus, não seria alterada; e
- seriam implantadas duas novas baterias de poços, cada uma com 12 poços, sendo uma localizada nas cercanias de Canaveiras e a outra, próxima a Redenção do Gurguéia.

**Análise do Modelo Utilizado** - todo o estudo foi realizado considerando-se o aquífero Cabeças como confinado e sem drenança. Isto por não se ter evidenciado qualquer sinal de recarga nos 23 testes de aquífero realizados, testes esses que tiveram, na sua maioria, duração de 72 horas de bombeamento. Admite-se, no entanto, que a intensificação dos bombeamentos na região e o conseqüente rebaixamento regional dos níveis piezométricos, poderá provocar um desequilíbrio de cargas entre os aquíferos, principalmente, entre o sistema Poti-Piauí e o aquífero Cabeças. Como a Formação Longá apresenta variações laterais de fácies, a exemplo da predominância arenosa atravessada pelos poços do Projeto Piloto, é possível que possa haver um processo de drenança vertical descendente do sistema Poti-Piauí para o Cabeças.

Outra possibilidade de atenuação dos rebaixamentos na região do Projeto Piloto do DNOCS, em função da aglomeração de poços, é a perfuração de novos poços, ou aprofundamento de alguns existentes, para captar conjuntamente as Formações Cabeças e Serra Grande (Feitosa & Demetrio, 1989).

### 7.3.10 Considerações Finais

A aplicação matemática e computacional não está muito propensa a erros, mas o conhecimento geológico e hidrológico da região é que corre o risco de imprecisão ou má interpretação. Portanto, a preparação de um modelo conceitual válido e completo é essencial para uma boa modelagem.

A calibração de um modelo de transporte de poluentes é muito mais trabalhosa que de um modelo de fluxo. Person & Konikov (1986), através de análises estatísticas de dados de campos, verificaram que eram necessários 4 anos de dados para calibrar um modelo de transporte de poluente, enquanto um ano de dados era suficiente para calibrar um modelo de fluxo.

Para analisar a validade de uma solução numérica, podem ser feitas algumas verificações tais como:

- checar a sensibilidade da solução: em relação à malha (refinamento); em relação ao erro tolerado; e em relação ao intervalo de tempo;
- checar o balanço de massa, verificando: que a quantidade de água deve ser conservada; e que a variação no armazenamento deve ser igual à quantidade que entra menos a quantidade que sai.

É notória a evolução da tecnologia, principalmente no campo da informática. Hoje é possível manipular modelos numéricos em microcomputadores, em nossos escritórios de trabalho, fato que seria inimaginável, por exemplo, há 20 anos. Apesar das facilidades tecnológicas serem uma realidade, a modelação numérica de aquíferos no Brasil ainda é uma ferramenta pouco usada pelos hidrogeólogos, e isto deve-se, basicamente, à qualidade e à quantidade dos dados disponíveis. Um passo imprescindível para a solidificação de um modelo de fluxo é a reprodução do comportamento do aquífero, mediante informações de uma série histórica de níveis piezométricos e descargas dos poços. Entretanto, são raríssimas as séries disponíveis. Em geral, quando existem, são feitas de modo esporádico, sem continuidade e por curto período de tempo. Falta aos responsáveis pela exploração de aquíferos, a sensibilidade da importância dessas informações, pois o conhecimento hidrogeológico é feito de forma dinâmica, construído a cada novo teste, a cada novo perfil litológico disponível, a cada estudo geofísico realizado, a cada novo dado de observação do nível piezométrico de poço em função de suas descargas. Portanto, não adianta que se disponha de computadores supervelozes e que todas as dificuldades matemáticas estejam resolvidas, se os dados que irão alimentar os modelos forem precários e escassos.

Como se vê, quanto mais informações se dispõe para alimentar um modelo, mais confiável ele será, porém, é importante lembrar que por maior que seja o número de dados disponíveis, um modelo numérico de um aquífero sempre será uma simplificação do aquífero real, portanto, sempre será limitado e estará sujeito a falhas.

## Referências

- ANDERSON, M. P.; WOESSNER, W. W. **Applied groundwater modeling**: simulation of flow and advective transport. San Diego: Academic Press, 1992. 381 p.
- BEAR, J. **Dynamics of fluids in porous media**. New York: American Elsevier, 1972. 764 p. (Environmental Sciences Series).
- BEAR, J. **Hydraulics of groundwater**. London: McGraw-Hill International Book, 1979. 567 p. (McGraw-Hill Series in Water Resources and Environmental Engineering).
- BEAR, J.; DAGAN, G. Moving interface in coastal aquifers. **Journal of the Hydraulics Division of A.S.C.E.**, New York, v. 90 (HY4), p 193-216, 1964.
- BOONSTRA, J.; RIDDER, N. A. **Numerical modelling of groundwater basins**. [Wageningen]: International Institute for Land Reclamation and Improvement, 1981. 250 p.
- CABRAL, J. J. S. P.; WROBEL, L. C. Numerical analysis of saltwater intrusion using B-spline boundary elements. **International Journal for Numerical Methods in Fluids**, Chichester, N.Y., v. 16, n. 11, p. 989-1005, 1993.
- CABRAL, J. J. S. P.; CIRILO, J. A. Salt-water - fresh-water interface motion in leaky aquifer. In: BOUNDARY element techniques: applications in fluid flow and computational aspects. Southampton, U. K. **Computational Mechanics Publications**, 1997.
- CABRAL, J. J. S. P. Simulação computacional de água subterrânea utilizando métodos de elementos de contorno. **R. Águas Subter.**, ABAS, São Paulo, v. 1, n. 14, dez. 1995.
- CIRILO, J. A.; CABRAL, J. J. S. P. Modelos de água subterrânea. In: SILVA, Rui Vieira da (Ed.). **Métodos numéricos em Recursos Hídricos**. Rio de Janeiro: ABRH, 1989. p. 303-379. (Métodos numéricos em recursos hídricos, 1).
- CLEARY, R. W. Águas subterrâneas. In: RAMOS, F. et al. (Org.). **Engenharia hidrológica**. Rio de Janeiro: ABRH; Ed. UFRJ, 1989. p. 291-404. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos, v. 2.).
- CLEARY, R. W. Qualidade da água subterrânea. In: PORTO, R. L. (Org.). **Hidrologia ambiental**. São Paulo: ABRH; EDUSP, 1991. p. 211-296. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos, v. 3).
- CUSTODIO, E.; LLAMAS, M. R. **Hidrología Subterránea**. Barcelona : Ed. Omega, 1983. v. 2 .
- DEMÉTRIO, J. G. A. **Modelo numérico em diferenças finitas do aquífero Cabeças no Vale do Gurguéia - PI**. 153 f. Dissertação (Mestrado em Geociências)-Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 1990.
- DEWISTE, R. J. M. **Geohydrology**. New York: John Willey & Sons, 1965. 366 p.
- DOMENICO, P. A. **Concepts and models in groundwater hydrology**. New York: McGraw-Hill, 1972. 405 p.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE OBRAS CONTRA AS SECAS. **Estudos de reconhecimentos Vale do Gurguéia**, Teresina-PI. [Brasília], 1973.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE OBRAS CONTRA AS SECAS. **Vale do Gurguéia**: Plano Diretor, Teresina. [Brasília], 1976.

- FEITOSA, E. C.; DEMETRIO, J. G. A. Hidráulica de captação conjunta dos aquíferos Serra Grande e Cabeças na bacia do Parnaíba. In: SIMPÓSIO DE HIDROGEOLOGIA DO NORDESTE, 2., 1989, Natal. **Anais....** Natal: ABAS, 1989.
- FEITOSA, E. C. et al. Fronteiras detectadas em testes de aquíferos na Formação Cabeças/PI. In: SIMPÓSIO DE HIDROGEOLOGIA DO NORDESTE, 2., 1989, Natal. **Anais...** Natal: ABAS, 1989.
- FRANÇA, H. P. M. et al. Análise preliminar do comportamento hidrodinâmico e da intrusão marinha na região metropolitana norte do Recife. In: SIMPÓSIO DE ÁGUA SUBTERRÂNEA DO NORDESTE, 1., 1987, Recife. **Atas...** Recife: ABAS, 1987.
- FREEZE, R. A.; CHERRY, J. A. **Groundwater**. Englewood Cliffs : Prentice Hall, 1979. 604 p.
- HERRLING, B., HECKELE, A. Management of groundwater systems by application of finite element and optimization methods. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON FINITE ELEMENTS IN WATER RESOURCES, 6., 1986, Lisbon. **Proceedings...** Lisbon: [Universidade Técnica de Lisboa], 1986.
- HUBBERT, M. K. The theory of ground water motion. **Journal of Geology**, [S.l.], v. 48, n. 8, p. 785-944, 1940.
- HUYAKORN, P. S.; PINDER, G. F. **Computational methods in subsurface flow**. New York : Academic Press, 1983. 473 p.
- HUYAKORN, P. S.; GUVANASEN, V.; WAPSWORTH. Three-dimensional techniques for simulating unconfined flow with seepage faces. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON FINITE ELEMENTS IN WATER RESOURCES, 6., 1986, Lisbon. **Proceedings...** Lisbon: [Universidade Técnica de Lisboa], 1986.
- JAVANDEL, I.; DOUGHTY, C.; TSANG, C. **Groundwater transport: handbook of mathematical models**. Washington, D.C.: American Geophysical Union, 1984. 228 p. (Water Resources Monograph, 10).
- JENSEN, K. H. **The value of groundwater models for planners and decision makers**. Paris: Unesco, 1987.
- JOHNSON, A. I. Specific yield: compilation of specific yields for various materials. U.S. Geological Survey **Water Supply Paper**, n. 1662-D, Washington, D.C., p. 74, 1967.
- KEMBLOWSKY, M. A. Review of boundary element models of saltwater intrusion. In: TOPICS in Boundary Element Research. [S.l.:s.n.], 1987. v. 4.
- KINZELBACH, Wolfgang. **Groundwater modeling: an introduction with sample programs in BASIC**. Amsterdam: Elsevier, 1986. 333 p. (Developments in Water Science, 25).
- KONIKOW, L. F.; PATTEN JR., E. P. Groundwater forecasting. In: ANDERSON, M.G.; BURT, T.P. (Ed.). **Hydrological Forecasting**. Chichester: John Wiley, 1985.
- KREYSZIG, E. **Matemática superior**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1976. v. 1.
- LINDHOLM, G. F. Snake River Plain regional aquifer-system study. In: REN, Jen Sun (Ed.). **Regional Aquifer-System Analysis Program of the U.S. Geological Survey, summary of projects, 1978-84**. Reston, VA: USGS, 1986. p. 88-106. (U. S. Geological Survey Circular 1002).
- MCDONALD, M. G.; HARBAUGH, A. W. **A modular three-dimensional finite-difference ground-water flow model (MODFLOW)**. Reston, VA: U. S. Geological Survey, 1988. Book 6, chapter A1. U.S. Geological Survey Techniques of Water-Resource Investigation, 06-A1).
- MCLEOD, R. S. A. **Digital-computer model for estimating hydrologic changes in the aquifer system in Dane County**. Madison, WI: Wisconsin Geologic and Natural History Survey, 1985. p. 30-40 (Information Circular).
- MONTENEGRO, A. A. A.; RIGHETTO, A. M. **Modelação do manancial subterrâneo de Ribeirão Preto, 2: modelação matemática**. São Carlos : Escola de Engenharia de São Carlos (USP), 1988. Comunicação Interna.
- MONTENEGRO, S. M. G. L. Estudo do fluxo em direção a drenos não apoiados para determinação de espaçamento. In: SIMPÓSIO DE RECURSOS HÍDRICOS DO NORDESTE, 1., 1992, Recife. **Atas...** Recife : UFPE; GRH; ABRH, 1992.
- MOORE, J. E. Contribution of groundwater modeling to planning. **Journal of Hydrology**, Amsterdam, v. 43, n. 1-4, p. 121-128, oct. 1979.
- NEUMAN, S.P.; WITHERSPOON, P. A. Theory of flow in a confined two-aquifer system. **Water Resources Research**, Washington, v. 5, n. 4, p. 803-816, 1969.
- NUTTING, P. G. Physical analysis of oil sands. **American Association Petroleum Geologists Bulletin**, Tulsa, OK, n. 14, p. 1337-1349, 1930.
- PERSON, Mark; KONIKOW, L. F. Recalibration and predictive reliability of a solute-transport model of an irrigated stream-aquifer system. **Journal of Hydrology**, Amsterdam, v. 87, n. 1-2, p. 145-165, oct. 1986.
- PESSOA, M. D. **Inventário hidrogeológico básico do Nordeste: folha nº 18 - São Francisco-NE**. Recife: SUDENE, 1979. 238 p. il. (Série: Brasil. SUDENE. Hidrogeologia, 59).
- RUSHTON, K. R.; REDSHAW, S. C. **Seepage and groundwater flow**. Chichester: Wiley, 1979. 339 p.
- TOWNLEY, L. R.; WILSON, J. L. **Description of and user's manual for a finite element aquifer flow model AQUIFEM -1**. Cambridge, MA: Massachusetts



Institute of Technology, 1980. 294 p. (Technology adaptation Program Report, n. 79-3).

VERRUIJT, A. **Theory of groundwater flow**. 2. ed. London : Macmillian Press, 1982. 144 p.

WALTON, C. W. **Groundwater resource evaluation**. [New York]: McGraw-Hill, 1970.

WANG, H. F.; ANDERSON, M. P. **Introduction to groundwater modelling**. San Francisco: W. H. F., 1982.

WHITE, I. Comment on: "A natural gradient experiment on solute transport in a sand aquifer: spatial variability of hydraulic conductivity and its role in the dispersion process" by E. A. Sudicky. **Water Resources Research**, Washington, D.C., v. 24, n. 6, p. 892-894, 1988.



## Capítulo 7.4

# CARTOGRAFIA HIDROGEOLÓGICA

*Albert Mente*

## 7.4.1 Introdução

A cartografia hidrogeológica é reconhecida como uma ferramenta útil no planejamento, no desenvolvimento e na proteção dos recursos hídricos subterrâneos, em quase todos os países do mundo. Conseqüentemente, existem inúmeros mapas hidrogeológicos disponíveis, que variam no modo de apresentação, principalmente, conforme a escala, as finalidades e os usuários alvo.

No presente capítulo procura-se esclarecer os conceitos básicos dos mapas hidrogeológicos, apresentar uma orientação na preparação dos mesmos, descrever as escalas e elementos representáveis, normalmente adotados, e mencionar as diversas categorias de mapas existentes. Mas, sobretudo, sugere-se a utilização de uma legenda que possa contribuir para uma uniformização de apresentação, de acordo com padrões internacionalmente aceitos. Os padrões aqui apresentados foram adaptados da Legenda Internacional para Mapas Hidrogeológicos da UNESCO/IAHS/*Institute of Geological Sciences* - London (ANON, 1970; 1983).

Mundialmente, os mapas hidrogeológicos mais recentes (pós década de 80), que seguiram a Legenda Internacional, se assemelham muito em aparência e apresentação, facilitando, sobremaneira, a leitura e compreensão, independentemente dos idiomas agregados. Este capítulo é encerrado com alguns exemplos desses mapas hidrogeológicos.

## 7.4.2 Conceituação de Mapa Hidrogeológico

A legenda internacional para mapas hidrogeológicos da UNESCO, acima referida, define mapas hidrogeológicos como mapas nos quais são apresentadas as extensões dos aquíferos, junto com quaisquer feições de caráter geológico, hidrogeológico, meteorológico e hidrológico de superfície, necessárias para propiciar uma boa compreensão da ocorrência da água subterrânea. A mesma Legenda destaca, logo em seguida, a importância dos mapas hidrogeológicos para os usuários em potencial, que são hidrogeólogos, pesquisadores e especialistas em água subterrânea,

mas, também, para os não-especialistas como administradores, economistas e engenheiros, na área de planejamento urbano e/ou rural, agrônomos e técnicos agrícolas, na área de agricultura, assim como, professores e outros indivíduos interessados de modo geral.

Os mapas hidrogeológicos têm por finalidade a representação da ocorrência e variações da potencialidade da água subterrânea, considerando aspectos quantitativos e qualitativos, em função da diversidade dos fatores geológicos e climáticos existentes. Neles devem figurar, numa base topográfica adequada, os elementos indicativos sobre a extensão das principais ocorrências de água subterrânea, a escassez de água subterrânea em outras áreas, a ocorrência ou possível presença de bacias artesianas, as áreas com água subterrânea salinizada e outras com água de potabilidade adequada. Além disso, nos mesmos devem constar, também, de acordo com a escala, informações de caráter local, tais como as perfurações, os pontos de água (poços e fontes) e outras obras de captação existentes, os níveis de superfície piezométrica (ou configuração dos níveis d'água), a direção do fluxo subterrâneo, e as variações na qualidade de água.

De um modo geral, os mapas devem proporcionar, na dependência da escala adotada, quaisquer informações que possibilitem uma melhor compreensão da existência, do movimento, da quantidade e da qualidade das águas subterrâneas. As informações normalmente apresentadas estão relacionadas à precipitação, evaporação, hidrologia de superfície, dados geométricos dos aquíferos, hidroquímica e a disponibilidade d'água. Além disso, dados geológicos, em quantidade suficiente, devem contribuir para uma boa compreensão das condições hidrogeológicas existentes. Porém, é necessária uma apresentação discreta dos dados geológicos, de modo a não se sobrepor ao objeto principal (hidrogeologia) do mapa.

Em síntese, mapas hidrogeológicos podem ser definidos como representações sinóticas de fenômenos hidrogeológicos, em forma planar, de acordo com uma determinada escala referente à superfície da terra.

### 7.4.3 Escalas e Elementos dos Mapas Hidrogeológicos

#### Escalas

Segundo a escala, os mapas podem ser classificados em três categorias: mapas de pequena escala (1:1.000.000 ou menor); mapas de média escala (entre 1:1.000.000 e 1:200.000); e mapas de grande escala (de 1:200.000 ou maior).

**Mapas de pequena escala** - apresentam, apenas, a localização e disposição dos aquíferos e não-aquíferos, assim como as grandes feições da drenagem superficial. Em alguns casos, é possível apresentar, também, um número reduzido de outros aspectos, tais como os contornos gerais dos níveis piezométricos, referentes aos principais aquíferos. Porém, a introdução de feições mais detalhadas, geralmente, é pouco produtiva, não havendo sentido nesses mapas de pequena escala. As áreas cobertas pelos mapas de pequena escala, se referem às grandes regiões de um país ou países inteiros e, em escalas menores ainda (1/5.000.000 ou 1/10.000.000), até a superfícies continentais.

**Mapas de média escala** - em muitas ocasiões, circunstâncias requerem, em função dos dados disponíveis e atendimento às demandas, a apresentação de mapas de escala intermediária entre pequena e grande. Nesses casos, haverá possibilidade mais ampla de introduzir feições mais detalhadas, comparativamente às do mapa em pequena escala, contudo, não chegam ao alcance das possibilidades de apresentação oferecidas pelos mapas de grande escala. As áreas cobertas pelos mapas de média escala, são relativamente grandes, podendo incluir territórios municipais ou porções de um estado.

**Mapas de grande escala** - nestes mapas pode-se apresentar uma gama significativa de dados. Outrossim, estes dados podem ser ampliados pelo uso de mapas de encarte de pequena escala, visando

ilustrar características gerais como precipitação, relevo e determinados aspectos químicos de água subterrânea. São relativamente pequenas as áreas cobertas por mapas de grande escala, que envolvem, muitas vezes, áreas específicas de projetos ou programas em execução.

A escolha de determinada escala para um mapa hidrogeológico depende tanto da finalidade do mapa como da quantidade de informações disponíveis e a serem incluídas conforme planejado. Deve-se levar em conta de que não haverá sentido escolher uma escala grande para um mapa de uma área com extrema escassez de informações. Por outro lado, é igualmente inconveniente querer impor uma profusão de dados num mapa de pequena escala, a ponto de tornar ilegível qualquer distinção dos elementos representados. O gráfico da figura 7.4.1, elaborado pela Organização Meteorológica Mundial - OMM em 1977, mostra o inter-relacionamento entre área mapeada, escala e tipo de mapas hidrológicos e que, com ligeiras modificações, pode ser adotado, também, para os mapas hidrogeológicos.

#### Elementos dos Mapas Hidrogeológicos

Os elementos que normalmente são incorporados aos mapas hidrogeológicos podem ser distinguidos em diversas categorias. Estas categorias, em sua essência e em linhas gerais, serão descritas a seguir, devendo-se levar em conta de que cada categoria consiste de muitos detalhes que poderão ser encontrados na Legenda Internacional para Mapas Hidrogeológicos (ANON, 1970;1983 revisado) e outros documentos específicos existentes (LEAL, 1974; REBOUÇAS *et al.*, 1969).

**Informações de fundo do mapa** - correspondem, na maioria, às feições topográficas como rodovias principais, ferrovias, grandes aglomerações urbanas etc. A topografia geralmente é excluída para não mascarar o detalhamento hidrogeológico, porém, eventualmente, a mesma pode aparecer num mapa

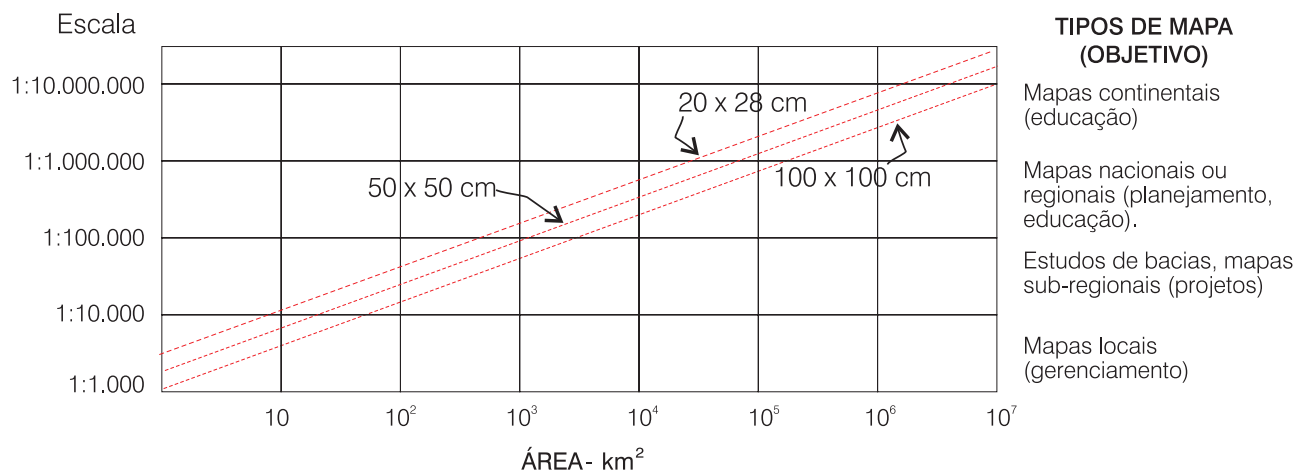


Figura 7.4.1 - Inter-relacionamento entre área, escala e tipo de mapa hidrológico (modificado de OMM, 1977).

de encarte. O uso da malha internacional (projeção UTM - *Universal Transversal Mercator*) é recomendado, mas qualquer outro sistema de malha nacional pode ser utilizado se as linhas de latitude e longitude forem visíveis. De um modo geral, as informações de fundo do mapa são impressas em cinza e a malha ou linhas de coordenadas geográficas, em preto. As toponímias regionais e os nomes de cidades podem ser impressos também em preto, mas deve-se tomar o cuidado de formatá-las diferentemente das indicações usadas para os símbolos estratigráficos.

**Aqüíferos e não aqüíferos** - as camadas aflorantes que aparecem no mapa, relacionadas a aqüíferos ou a não-aqüíferos, são apresentadas numa determinada cor simples. Os aqüíferos são diferenciados em aqüíferos granulares e aqüíferos fissurados. Os aqüíferos granulares são indicados com a cor azul simples e os aqüíferos fraturados com a cor verde simples. Em ambos os casos, a cor (azul ou verde) escura é reservada para os aqüíferos de grande extensão e altamente produtivos. A cor (azul ou verde) menos escura pode ser utilizada para outros aqüíferos. Os não-aqüíferos são indicados com a cor marrom de tonalidade clara. As outras camadas, com pouco rendimento de água subterrânea ou com produção restrita e localizada, são apresentadas em marrom escuro. Caso seja necessário apresentar a continuidade de um aqüífero por baixo de uma camada não-aqüífero fina, mas extensa, utiliza-se a cor apropriada (azul ou verde) do aqüífero, porém, adicionada com listras verticais discretas da cor marrom apropriada. Será interessante indicar na legenda, a espessura máxima da camada de cobertura.

**Litologia** - as diversas camadas aqüíferas e não-aqüíferas apresentadas no mapa recebem, além das cores apropriadas acima citadas, uma indicação litológica em forma de determinado tipo de ornamento. A atribuição destes ornamentos deve ser feita com critério para refletir, o mais próximo possível, a litologia real das camadas. Uma lista com sugestões de possíveis ornamentos litológicos está contida na Legenda Internacional para Mapas Hidrogeológicos (ANON, *op. cit.*), assim como nos documentos Mapas Hidrogeológicos (LEAL, 1974) e Inventário Hidrogeológico do Nordeste - Programa e Normas Técnicas (REBOUÇAS *et al.*, 1969).

**Representações de dados específicos** - correspondem às informações hidrogeológicas detalhadas que são apresentadas no mapa em forma de símbolos e, ocasionalmente, com linhas ou algum tipo de ornamento, em diversas cores. Indicações numéricas na mesma cor podem ser usadas para dar melhores esclarecimentos. Os diversos tipos de informação que compõem este grupo são apresentados na tabela 7.4.1.

GRUPO	COR
1. Água subterrânea, inclusive fontes.	violeta
2. Qualidade e temperatura das águas subterrâneas.	laranja
3. Águas de superfície e hidrografia de karst.	azul
4. Perfurações, poços, outras obras e mudanças do regime natural de água subterrânea	vermelho
5. Diversos contornos, isópacas, isoietas etc.	verde escuro
6. Informações geológicas e estratigráficas	preto

**Tabela 7.4.1** - Grupo de dados específicos com as cores sugeridas e internacionalmente adotadas (adaptado da Legenda Internacional para Mapas Hidrogeológicos, 1970;1983 revisado).

**Estratigrafia** - embora considerada de importância secundária em mapas hidrogeológicos, é, pelo menos, conveniente se ter uma indicação aproximada da idade das camadas apresentadas. Na Legenda Internacional para Mapas Hidrogeológicos (ANON, *op. cit.*), sugere-se o uso de símbolos em preto dos principais períodos geológicos. Nos mapas hidrogeológicos de grande escala, aconselha-se a utilização dos símbolos indicativos locais, ao invés dos internacionais. Neste caso, a simbologia indicada é a adotada pelo Serviço Geológico do Brasil - CPRM, em função da necessidade de compatibilidade com os mapas geológicos existentes.

**Climatologia** - é muito difícil introduzir informações climáticas nos mapas hidrogeológicos, principalmente nos de pequena escala, sem interferir na legibilidade dos dados hidrogeológicos mais pertinentes. Recomenda-se, portanto, a apresentação das informações climáticas em mapas de encarte ou como ilustrações no texto acompanhante do mapa.

**Seções verticais** - são freqüentemente utilizadas para ilustrar a relação entre aqüíferos e não-aqüíferos em profundidade (visão tridimensional). Deste modo, poderão ser apresentadas, também, outras características hidrogeológicas relevantes. As seções verticais, como ferramenta auxiliar dos mapas hidrogeológicos, são bastante úteis e, portanto, altamente recomendáveis. Todas as cores, linhas, símbolos e ornamentos utilizados no mapa deverão constar de forma idêntica nas seções verticais. Utiliza-se, também, a mesma escala horizontal do mapa, enquanto a ampliação necessária da escala vertical deverá ser a menor possível, particularmente em mapas de grande escala, a fim de evitar apresentações distorcidas.

### 7.4.4 Tipos de Mapas

Mapas hidrogeológicos pertencem aos métodos convencionais de cartografia das águas subterrâneas. De acordo com estes métodos, selecionam-se algumas feições ou grupo de aparências relativas à água subterrânea com base em determinado aquífero ou grupo de aquíferos. Os métodos podem ser utilizados ao nível de reconhecimento, planejamento ou gerenciamento de determinadas áreas, cada um dos quais requerendo conteúdos e detalhamentos diferenciados. Para esta categoria de mapas existem diversas normas de apresentação internacionalmente adotadas, sendo uma delas a Legenda Internacional para Mapas Hidrogeológicos da UNESCO.

Ressalta-se, entretanto, que, com o advento da tecnologia da informática, a representação gráfica no campo das ciências hídricas regionais, representadas tradicionalmente por mapas, plantas, seções e diagramas, podem, também, ser feitas de forma muito mais dinâmica, através de Sistemas de Informações Geográficas (capítulo 4.5).

É importante lembrar, ainda, que a água, como parte integrante da crosta terrestre, se move no espaço e no tempo. Assim sendo, as representações gráficas têm que considerar, além das três dimensões relativas ao espaço (x, y, z), o tempo (t). A seguir, serão apresentados alguns tipos de representação, suas vantagens e desvantagens.

**Mapas e seções verticais** - são apenas representações bi-dimensionais, porém, apresentam excelente precisão em escala e localização, e, portanto, são fáceis de serem manuseados para medições.

**Diagramas Portais e Bloco-diagramas** - incluem a terceira dimensão, fator importante para a compreensão da dinâmica dos fluxos subterrâneos. Entretanto, devido ao exagero da escala vertical, geralmente, apresentam distorções nos ângulos e dimensões.

**Diagramas em Perspectiva** - são obtidos através de computadores, incluindo as três dimensões e as mudanças relacionadas ao tempo. As saídas podem ser impressas ou representações em tela.

Na tabela 7.4.2, é apresentado um sistema geral de representação gráfica na hidrologia, que demonstra o inter-relacionamento entre três grupos de objetivos dos usuários *versus* três tipos principais de representação.

**Objetivos dos usuários:**

- ao nível de reconhecimento, voltados para a coleta completa e apresentação coerente dos dados;
- ao nível de planejamento, dirigidos para a determinação e interpretação, no mínimo, semiquantitativa dos dados; e
- ao nível de gerenciamento, conduzidos para a avaliação e gestão qualitativa dos recursos hídricos, tanto superficiais como subterrâneos.

**Tipos de representação:**

- mapas e plantas (em diversas escalas);
- representações de sistemas de água, em mapas ou seções verticais; e
- representações tridimensionais de modelos.

Adicionalmente, a tabela 7.4.2 indica, na parte inferior, os inter-relacionamentos entre todos os grupos acima assinalados e outros fatores que têm influência nos trabalhos de representação gráfica na hidrologia.

Finalidade e escala representam, sem dúvida, os fatores essenciais na concepção científica, conteúdo e representação de um mapa. Porém, critérios externos tais como custo, tempo, equipe, ou a disponibilidade de dados, também influenciam substancialmente nos projetos de mapas. Todos esses critérios são inter-relacionados e levam diretamente ao problema de otimização, ou seja: como se deve agir para conseguir o “melhor” mapa, dentro das circunstâncias existentes e com o mínimo esforço possível.

Tipos de Representação	Objetivos dos Usuários		
	Reconhecimento (representação coerente dos dados disponíveis)	Planejamento (determinação e representação de dados semiquantitativos)	Gerenciamento (avaliação quantitativa e qualitativa dos rec. hídricos)
Mapas hidrológicos (diversas escalas) e seções verticais	Mapas hidrológicos gerais (mapas de água subterrânea)	Mapas hidrológicos especiais: a) mapas de projetos b) mapas de planejamento	Mapas detalhados paramétricos
Representações de sistemas hídricos	Representações de sistemas hídricos regionais	Representações de sistemas hídricos subregionais	Representações de sistemas hídricos locais
Representações de modelos	Modelo idealizado	Modelo semiquantitativo	Modelo quantitativo de sistemas hídricos (x, y, z, t)
Parâmetros relacionados às representações	grande <-----> poucos <-----> baixa <-----> baixo <-----> pequena <----->	área representada dados por unidade de área confiabilidade custo por unidade de área escala	<-----> pequena <-----> numerosos <-----> alta <-----> alto <-----> grande

Tabela 7.4.2 - Sistema de representação gráfica na hidrologia (modificado de Engele & Jones, 1986).

Três grupos principais de mapas hidrogeológicos podem ser distinguidos, de acordo com seu conteúdo e finalidade: (a) mapas hidrogeológicos gerais; (b) mapas hidrogeológicos específicos; (c) mapas e plantas operacionais.

**(a) Mapas hidrogeológicos gerais** - estes mapas apresentam, acima de tudo, informações hidrogeológicas complexas, que servem tanto aos especialistas como aos não-especialistas em hidrogeologia. São dirigidos para a apresentação dos dados hidrogeológicos e sua interpretação. Elaborados numa base topográfica adequada, os mesmos apresentam diversas formas (pontual, linear ou areal) de informações relacionadas às águas. O seu modo de elaboração pode ser baseado em dados bibliográficos ou de arquivos, em investigações no campo, ou, como é mais comum, na combinação dos dois. A maioria dos mapas hidrogeológicos gerais são preparados para cobrir áreas regionais, nacionais e, mesmo, internacionais, utilizando escalas variando de média a pequena (1/200.000 a menores que 1/1.000.000);

**(b) Mapas hidrogeológicos específicos** - são documentos básicos altamente úteis para o planejamento e controle dos impactos humanos no regime hídrico. Os mapas são sempre voltados para dar soluções a determinados problemas, como por exemplo: em suprimento de água, obras sanitárias, recursos minerais e energéticos, prospecção, engenharia hidráulica ou recuperação de terra. Os mapas hidrogeológicos específicos podem ser semiquantitativos ou quantitativos, portanto, utilizam-se escalas de grande a média (1/10.000 a 1/500.000). Conforme o público-alvo, estes mapas podem ser separados nas categorias de mapas para especialistas e de mapas para não-especialistas, como segue:

- mapas de parâmetros detalhados e mapas de projetos, destinados a hidrogeólogos, engenheiros e técnicos de modo geral;
- mapas interpretativos, derivados e programáticos, voltados para não-especialistas, planejadores, políticos e ao público interessado em geral;

**(c) Mapas e plantas operacionais** - estes mapas são destinados a gerenciadores de recursos hídricos. Na realidade, não há muita diferença entre mapas hidrogeológicos específicos, em escala relativamente grande, apresentando uma determinada característica do aquífero, e um mapa operacional. A única diferença reside, apenas, na finalidade, já que mapas e plantas operacionais de detalhe representam material básico para qualquer forma de gerenciamento hídrico. Essa finalidade faz com que as escalas adotadas e a confiabilidade desses mapas e plantas sejam sempre grandes (geralmente escalas maiores que 1/20.000). Com o uso cada vez mais freqüente de modelos computacionais para o gerenciamento de água subterrânea, os mapas operacionais detalhados,

elaborados manualmente, são cada vez mais raros e vêm perdendo importância, uma vez que plotar dados com o auxílio do computador é muito mais produtivo. Os mapas operacionais de detalhe costumam apresentar, apenas, um determinado elemento que, geralmente, está relacionado a uma certa data ou a um intervalo de tempo específico. Uma lista dos dados apresentados nos mapas normalmente acompanha os mesmos como complemento de informação.

Dentre as diversas categorias apresentadas, dois mapas hidrogeológicos se destacam no Brasil, por serem encontrados com mais freqüência: mapas hidrogeológicos regionais e mapas hidrogeológicos específicos.

## Mapas Hidrogeológicos Regionais

Os mapas hidrogeológicos regionais se enquadram na categoria de mapas hidrogeológicos gerais, abrangendo grandes territórios ao nível regional, nacional ou internacional, e apresentando informações hidrogeológicas complexas, que se destinam tanto aos especialistas como aos não-especialistas em hidrogeologia. De modo geral, esses mapas podem apresentar as seguintes informações com cores, símbolos, linhas e ornamentos:

- composição litológica e estrutural das unidades hidrogeológicas, obtidas, principalmente, a partir de dados geológicos;
- disponibilidade de água subterrânea nas unidades hidrogeológicas presentes, avaliada com base em informações sobre permeabilidade, tipo de aquífero, recarga, descarga e capacidade produtiva dos poços; e
- informações detalhadas sobre características relacionadas às águas, tais como: contornos piezométricos (ou de níveis de água), fontes, qualidade e temperatura das águas, águas de superfície, hidrologia de *karst*, obras humanas diversas e alterações do regime natural de fluxo subterrâneo.

Informações adicionais sobre clima, geografia, padrão geológico da área mapeada são, freqüentemente, apresentadas no texto explicativo que acompanha o mapa. O mesmo deve conter, também, as descrições relativas às seções importantes dos aquíferos, listas de dados básicos e a bibliografia utilizada. É altamente recomendável, ainda, a apresentação de uma síntese das condições hidrogeológicas, que pode servir tanto para especialistas como para não-especialistas no assunto.

Existem diversas metodologias conhecidas com relação à elaboração deste tipo de mapa, porém, a metodologia proposta na Legenda Internacional da UNESCO, já mencionada, é a mais conhecida e recomendada. Esta metodologia facilita a preparação e leitura dos mapas (mesmo se forem feitos em outros

idiomas), encorajando os geólogos e hidrogeólogos a colocarem o seu conhecimento específico sobre água à disposição da comunidade para o benefício geral.

Por fim, mapas hidrogeológicos regionais, via de regra, devem ser feitos antes da elaboração dos mapas hidrogeológicos específicos, cuja finalidade é mais voltada para objetivos técnicos ou de engenharia (figura 7.4.2).

## Mapas Hidrogeológicos Específicos

Tendo em vista a complexidade dos problemas em hidrogeologia, de um lado, e a necessidade de se ter em mãos informações claras, completas e confiáveis, do outro, torna-se necessário dispor de uma série de mapas hidrogeológicos específicos em que se apresenta, em cada folha separada, apenas um aspecto básico ou um parâmetro em particular. Em muitos países industrializados já existem, em forma de atlas, conjuntos de mapas hidrogeológicos específicos para fins de planejamento.

Como os mapas hidrogeológicos específicos podem ser tanto semiquantitativos como quantitativos, as escalas utilizadas variam entre grande a média (1/10.000 a 1/500.000). Os mapas hidrogeológicos específicos podem ser divididos em: mapas paramétricos e de projetos (que servem mais aos técnicos e especialistas); e mapas programáticos (voltados para os não especialistas em hidrogeologia).

**Mapas hidrogeológicos paramétricos e de projetos** - são normalmente preparados para especialistas, durante e depois de investigações em áreas restritas de projetos. Estes mapas podem ser referentes aos dados de campo, apresentando os locais exatos e valores das medições (por exemplo, níveis de água, temperatura, condutividade, descargas de fontes ou deflúvios de rios), ou podem ser mapas interpretativos, que mostram um, dois ou mais elementos relacionados ao regime das águas subterrâneas (como recarga, vulnerabilidade à poluição, profundidade do nível d'água, transmissividade, linhas isopotenciais, composição química das águas subterrâneas etc).

Em muitos casos, os mapas hidrogeológicos mostram tanto as exatas localidades com as medições efetuadas como a extrapolação e interpretação dos dados pontuais, através de um agrupamento de determinadas categorias de dados.

A seguir, são apresentados os principais elementos e feições hidrogeológicas, que podem ser apresentadas em mapas específicos paramétricos ou de projetos.

### Elementos relativos à água subterrânea:

- isolinhas potenciais, de ph, de condutividade elétrica, STD etc;
- composições químicas ou componentes particulares de água subterrânea;
- idade de água subterrânea, tempo de residência;

### Características do aquífero:

- condutividade hidráulica;
- transmissividade;
- coeficiente de armazenamento;
- espessura da camada saturada;
- profundidade do nível d'água;
- variações do nível de água subterrânea;
- base ou topo de unidades hidrogeológicas;
- velocidade de fluxo.

### Entrada e saída de fluxo relacionado ao sistema de água subterrânea:

- recargas e descargas;
- precipitação;
- escoamento superficial;
- escoamento de base;
- fluxo subterrâneo.

### Elementos relacionados à exploração de água subterrânea:

- vazão de exploração;
- capacidade específica;
- potencial de extração;
- disponibilidade;
- vulnerabilidade;
- risco de perfurações mal sucedidas;
- custo da água subterrânea.

Observações sobre a confiabilidade das informações apresentadas devem acompanhar a legenda dos mapas. Enfatiza-se que a confiabilidade neste tipo de mapa sempre deve ser maior, quando comparada aos mapas hidrogeológicos gerais.

Não existem métodos internacionalmente acertados para a apresentação de mapas hidrogeológicos específicos, haja vista a grande variedade de conteúdo e representação gráfica. Pode-se tentar, na medida do possível, utilizar os elementos gráficos que estão sendo sugeridos na Legenda Internacional da UNESCO. Qualquer outra informação adicional a ser apresentada, ficará a critério do autor do mapa. Contudo, deve-se levar em conta o princípio básico de cartografia, segundo o qual a representação da informação principal, em mapas, deve ser efetuada em cores sólidas, obviamente, se existir a possibilidade de usar cores. Adicionalmente, é bom lembrar que existem, na literatura e em projetos hidrogeológicos, inúmeros mapas hidrogeológicos específicos ou simples esboços com apresentações em preto e branco. Na maioria dos casos, consistem de simples indicações pontuais ou lineares, às vezes com sombreamentos ou o uso de ornamentos, para melhoria da legibilidade.



**Mapas hidrogeológicos programáticos** - estes mapas são elaborados como ferramenta de planejamento e traduzem o conhecimento dos especialistas para os não-especialistas em hidrogeologia, tais como planejadores e tomadores de decisão, o público leigo, de modo geral, e seus legítimos representantes. Esses documentos mostram, de maneira simples e compreensível, o tipo de informações que, conforme a opinião dos hidrogeólogos, devem ser consideradas no processo de planejamento. Mapas deste gênero raramente contêm os próprios dados básicos nos quais a interpretação se baseia. Isto porque, em primeiro lugar, os planejadores devem confiar na interpretação feita pelos hidrogeólogos e, em segundo lugar, todas as informações adicionais aumentariam a complexidade da legenda e da apresentação, confundindo, assim, desnecessariamente, o usuário do mapa. A utilização de cores é sempre apreciada pelos planejadores, políticos e o público interessado, contudo, deve se levar em consideração a relação custo-benefício envolvida na elaboração técnica do mapa e sua impressão.

A figura 7.4.2 mostra, de forma esquemática, a evolução dos mapas hidrogeológicos.

### 7.4.5 Legenda para Mapas Hidrogeológicos

A Legenda Internacional para Mapas Hidrogeológicos da UNESCO (ANON, *op. cit.*), foi elaborada com a finalidade de proporcionar uma padronização na apresentação de informações hidrogeológicas no formato de mapas. Diversos pontos básicos desta Legenda já foram abordados no item 7.4.3, contudo, os detalhes que compõem esses pontos básicos são apresentados a seguir. A reprodução dos itens da Legenda Internacional, aqui apresentados, prende-se ao fato de que, no Brasil, existe certa dificuldade na obtenção de um exemplar da referida Legenda e, principalmente, em função da importância do seu conteúdo, que, certamente, merece divulgação o mais ampla possível.

Ressalta-se que não foi feito nenhum corte ou pré-seleção quanto aos elementos originalmente contidos na Legenda, mantendo-se, inclusive, os poucos fenômenos naturais das regiões de clima frio (geleira, morena, *permafrost*), desértico (*playas*, oásis) e, ainda, com vulcões ativos (cratera, cone vulcânico), obviamente sem importância para a hidrogeologia brasileira.

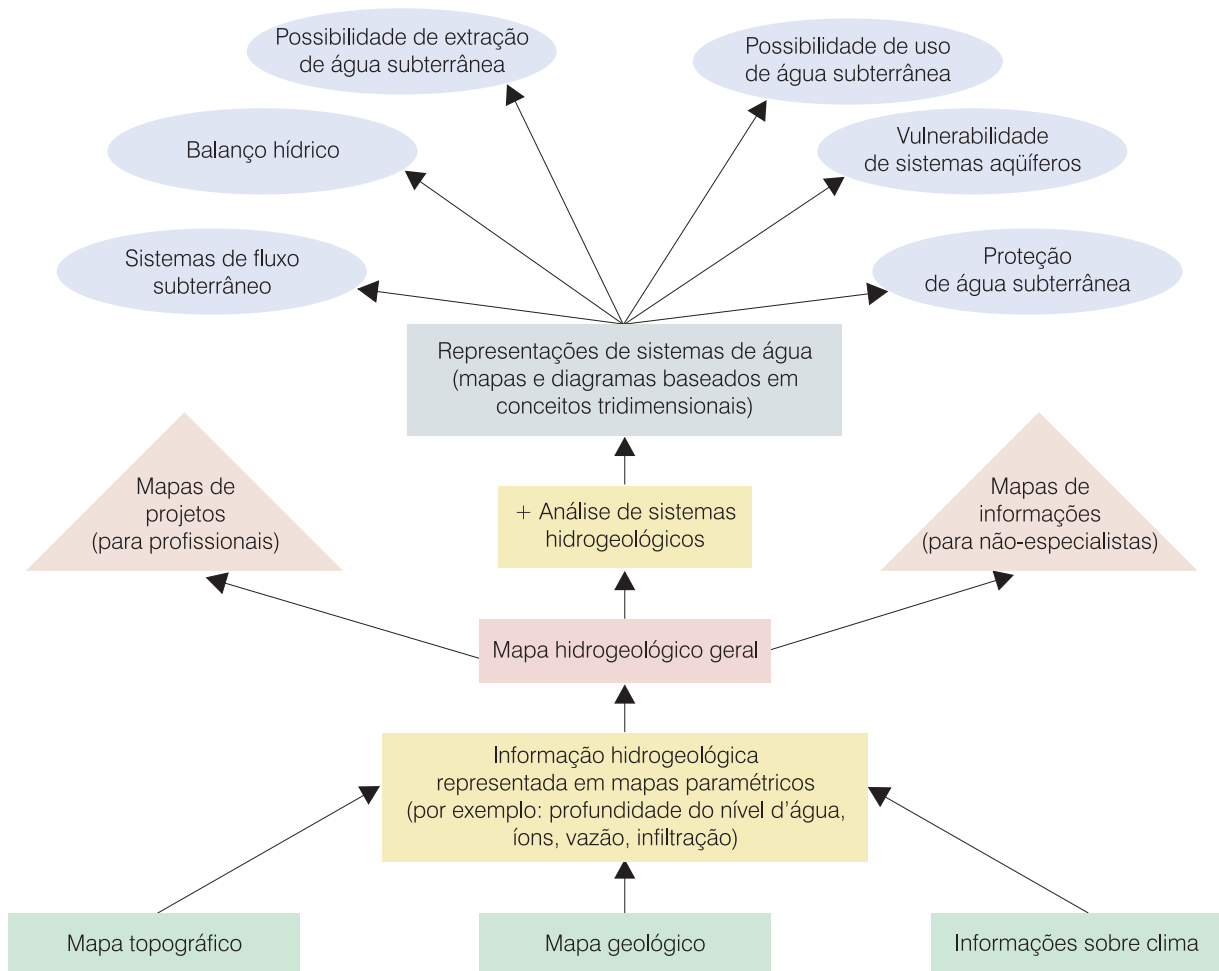


Figura 7.4.2 - Evolução dos mapas hidrogeológicos.

## A - Informações de Fundo do Mapa

**A.1** - Todas as informações de fundo do mapa são impressas em preto rebaixado, com exceção da topografia simplificada do mapa-base, que é cinza (60% preto). Compõe-se das locações e nomes das localidades mais importantes e os nomes geográficos (rios, lagos, montanhas etc.), limites internacionais, estaduais, municipais etc.

**A.2** - A rede de drenagem é impressa em azul.

**A.3** - Malhas ou linhas de longitude e latitude são impressas em preto.

**A.4** - Dados de fundo de mapa complementares aos da topografia e orografia, quando necessário, são apresentados na nota explicativa ou como mapas de encarte.

## B - Água Subterrânea e Rochas

### B.1 - Aquíferos intergranulares

**azul** **B.1.1** - aquíferos extensos e altamente produtivos

**azul rebaixada** **B.1.2** - Aquíferos produtivos locais ou descontínuos ou aquíferos extensos com produtividade moderada

### B.2 - Aquíferos fissurados

**verde** **B.2.1** - aquíferos extensos e altamente produtivos

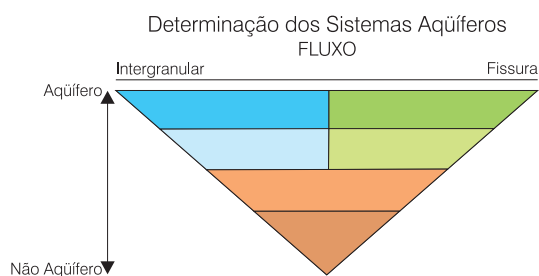
**verde rebaixada** **B.2.2** - aquíferos produtivos locais ou descontínuos ou aquíferos extensos e produtividade moderada

**B.3** - Camadas intergranulares ou rochas fissuradas com recursos de água subterrânea locais limitados ou camadas/rochas praticamente isentas de tais recursos

**marrom rebaixada** **B.3.1** - camadas/rochas com recursos de água subterrânea local limitados

**marrom** **B.3.2** - camadas/rochas praticamente isentas de recursos de água subterrânea

**Listras de marrom** **B.3.3** - Para aquíferos extensos sobrepostos por uma cobertura fina, pode se optar pela apresentação contínua da cor correspondente do aquífero (marrom/azul), adicionando-se listras finas (0,1 mm de largura e 3 mm de separação) em marrom



## C - Litologia

Os ornamentos que indicam a litologia são impressos em cinza. A orientação (no sentido horizontal ou vertical) do ornamento indica o tipo de acamamento:

- horizontal = camadas não dobradas horizontais ou com pequena inclinação;
- vertical = camadas dobradas.

A seguinte lista apresenta ornamentos que indicam tipos litológicos gerais, assim como combinações para simbolizar camadas de diversas litologias.

### Ornamentos Recomendados

#### C.1 - Litologia de rochas sedimentares.



**C.1.1** - argila, limo argiloso, silte, marga



**C.1.2** - produtos alterados argilo-limosos



**C.1.3** - loesse



**C.1.4** - areia (podem ser distinguidos pela variação dos pontos)



**C.1.5** - cascalho (distingão pela variação do arranjo dos círculos)



**C.1.6** - morena



**C.1.7** - turfa



**C.1.8** - linhita



**C.1.9** - piroclásticos



**C.1.10** - terra removida



**C.1.11** - argilito, siltito, folhelho



**C.1.12** - arenito (distingão pela variação de tamanho)



**C.1.13** - conglomerado



**C.1.14** - calcário (distingão pela variação de tamanho dos retângulos)



**C.1.15** - dolomita (distingão pela variação de tamanho dos paralelogramos)




**C.1.16** - travertino




**C.1.17** - marga consolidada




**C.1.18** - *flysch* (depósitos sedimentares dos Alpes)


 **C.1.19** - alterações complexas de diferentes litologias


 **C.1.20** - radiolarito, lidita, folhelho silicioso


 **C.1.21** - pedra sal


 **C.1.22** - gesso


**C.2** - Litologia de rochas ígneas e metamórficas

 **C.2.1** - extrusivas ácidas a intermediárias (distinção pela variação do tamanho do triângulo)

 **C.2.2** - extrusivas básicas (distinção pela variação do tamanho de triângulo)


 **C.2.3** - ultrabásicas, serpentinito


 **C.2.4** - intrusivas ácidas a intermediárias (distinção pela variação do arranjo das cruzes)

 **C.2.5** - intrusivas básicas


 **C.2.6** - folhelho, filito, micaxisto etc.

 **C.2.7** - gnaisse


 **C.2.8** - gnaisse e granito, não diferenciados

 **C.2.9** - mármore


 **C.2.10** - quartzito

 **C.2.11** - rochas metamórficas, não diferenciadas


**C.3** - Exemplos de tipos combinados

 (C.1.1 + C.1.4)


 (C.1.2 + C.1.4 + C.1.5)

 (C.1.1 + C.1.21)


 (C.1.4 + C.1.9)


 (C.1.4 + C.1.7)

 (C.1.17 + C.1.22)


 (C.1.12 + C.2.1)


 (C.1.11 + C.1.12)

 (C.1.11 + C.1.14)

 (C.1.12 + C.1.14)

 (C.1.12 + C.1.17)

 (C.1.12 + C.1.26)

 (C.1.14 + C.1.17)


 (C.1.14 + C.2.6)


**D - Representação de Dados Específicos**

Os símbolos dos dados específicos são impressos em diversas cores e agrupados conforme indicados na tabela 7.4.1, apresentada no início do capítulo.


A seguir, é apresentada a simbologia utilizada para a representação dos dados específicos, utilizando as referências de cores padrões da lista ITC (*ITC Colour Chart*, 1982, ITC Journal 1982 -2, Enschede, Holanda), internacionalmente conhecida.


**D.1** - Água subterrânea e fontes: (violeta - ITC Nº 062)

 **D.1.1** - contornos da superfície potenciométrica (linhas sólidas ou tracejadas, com indicação da altitude relativa à referência)


 **D.1.2** - direção do fluxo subterrâneo


**D.1.3** - conexão entre perda cárstica e ressurgência


 a) comprovada


 b) inferida


**D.1.4** - divisor de água subterrânea


 a) estacionário

 b) mudando periodicamente

 **D.1.5** - limite de área de água subterrânea confinada


 **D.1.6** - limite de área com fluxo artesianos

 **D.1.7** - lente de água doce circundado por água salgada


 **D.1.8** - limite de área com insignificante recarga natural da água subterrânea (cor 50% rebaixada)

**D.1.9** - classificação da descarga média: a) menor que 100 L/s; b) 100 – 1.000 L/s; c) superior a 1.000 L/s


**Água doce**

 **D.1.10** - fonte


 **D.1.11** - fonte cárstica perene


 **D.1.12** - fonte submarina


**Água salobra** (círculos em violeta com centros em cor laranja)

 **D.1.13** - fonte

 **D.1.14** - fonte cárstica perene

 **D.1.15** - fonte submarina


 **D.1.16** - grupo de fontes


 **D.1.17** - fonte cárstica temporária (grande: 0 – menos que 1 m³/s, pequena: 0 - superior a 1m³/s)


 **D.1.18** - linha de fontes

 **D.1.19** - área de afloramento de água subterrânea


**D.2** - Qualidade e temperatura de água subterrânea (laranja - ITC Nº 650)


 **D.2.1** - limite de água subterrânea salgada num aquífero


 **D.2.2** - isolinhas de igual salinidade de água subterrânea

 **D.2.3** - contornos da interface entre água subterrânea doce e salina, em metros, abaixo do nível de referência


 **D.2.4** - área de intrusão de água do mar


 **D.2.5** - limite de mineralização de água subterrânea rasa


 **D.2.6** - área de água subterrânea mineralizada


 **D.2.7** - área de água subterrânea mineralizada sobreposta à água subterrânea doce


 **D.2.8** - limite de mineralização continental


 **D.2.9** - rio com água mineralizada (rio azul com franja de cor laranja)

 **D.2.10** - lagoa ou lago com água salina ou salobra (contorno azul com franja interior cor de laranja)


 **D.2.11** - lagoa com água salgada periodicamente (contorno tracejado azul com franja interior cor de laranja)


 **D.2.12** - *playas* (bacia desértica) com água epidósica (contorno pontilhado com franja interior cor de laranja)


 **D.2.13** - pântano salgado


 **D.2.14** - limite de formação contendo minerais suscetíveis a contribuir na deterioração da qualidade da água subterrânea (linha cinza acompanhada por franja cor de laranja)


 **D.2.15** - fonte mineral fria

 **D.2.16** - fonte termomineral


 **D.2.17** - fonte termal


 **D.2.18** - área de aumento da temperatura geotermal


 **D.2.19** - câmara com água derretida debaixo de geleira


 **D.2.20** - estouro de geleira devido à câmara com água derretida debaixo de geleira


**D.3** - Água de superfície e hidrografia cárstica (azul - ITC Nº 006)


 **D.3.1** - rio com deflúvio perene


 **D.3.2** - rio com deflúvio intermitente



















 **D.3.3** - vale seco, possivelmente com deflúvio episódico (curso de água efêmero)























 **D.3.4** - *sandr* (fenômeno de geleiras)

 **D.3.5** - rio que termina numa depressão da terra

 **D.3.6** - rio com água mineralizada (azul com franja cor laranja)

 **D.3.7** - *aven* (túnel vertical em áreas cársticas);

	<b>D.3.8</b> - perda cárstica num vale
	a) com fluxo perene a jusante
	b) com fluxo sazonal a jusante
	c) sem fluxo a jusante
	<b>D.3.9</b> - dolina preenchida de água
	<b>D.3.10</b> - dolina seca
	<b>D.3.11</b> - limite de área cárstica
	<b>D.3.12</b> - divisor principal de água de superfície;
	<b>D.3.13</b> - divisor secundário de água de superfície
	<b>D.3.14</b> - estação fluviométrica deflúvio médio anual [ $m^3/s$ ] área de captação [por exemplo, 1.000 $km^2$ ]
	<b>D.3.15</b> - geleira
	<b>D.3.16</b> - estouro de geleira a partir de lago barrado pelo gelo
	<b>D.3.17</b> - cachoeira
	<b>D.3.18</b> - lagoa de água doce
	<b>D.2.10</b> - lagoa ou lago com água salina ou salobra (contorno azul com franja interior cor de laranja)
	<b>D.2.11</b> - lagoa com água salgada periodicamente (contorno tracejado azul com franja interior cor de laranja)
	<b>D.2.12</b> - <i>playas</i> (bacia desértica) com água epidósica (contorno pontilhado com franja interior cor de laranja)
	<b>D.3.19</b> - lagoa contendo periodicamente água doce
	<b>D.3.20</b> - lagoa seca contendo água apenas episodicamente
	<b>D.3.21</b> - pântano ao longo de rios
	<b>D.3.22</b> - pântanos interioranos

<b>D.4</b> - Perfurações, poços, outras obras e mudanças do regime natural de água subterrânea (vermelho - ITC N° 660)	
	<b>D.4.1</b> - poço ou perfuração com água subterrânea freática ou confinada
	<b>D.4.2</b> - grupo de poços ou perfurações com água subterrânea freática ou confinada
	<b>D.4.3</b> - poço ou perfuração com fluxo artesianosurgente
	<b>D.4.4</b> - grupo de poços ou perfurações com fluxo artesianosurgente
	<b>D.4.5</b> - poço de água mineral;
	<b>D.4.6</b> - poço de água termomineral;
	<b>D.4.7</b> - poço de água termal
	<b>D.4.8</b> - poço de injeção - volume médio de descarga (por exemplo: a) 3 - 30 milhões $m^3$ /ano; b) 30 - 300 milhões $m^3$ /ano; c) superior a 300 milhões $m^3$ /ano)
	<b>D.4.9</b> - estação de bombeamento, poço de bombeamento
	<b>D.4.10</b> - estação de bombeamento para fonte (quadrículo vermelho com ponto azul)
	<b>D.4.11</b> - captação em rio
	<b>D.4.12</b> - conduto de água
	<b>D.4.13</b> - aqueduto
	<b>D.4.14</b> - reservatório ou lago artificial;
	<b>D.4.15</b> - barragem, com capacidade em milhões de $m^3$
	<b>D.4.16</b> - elevação artificial ou dique costeiro
	<b>D.4.17</b> - barragem de contenção de enchentes ou gerador energético movido pelas marés
	<b>D.4.18</b> - local de recarga de água subterrânea
	<b>D.4.19</b> - planta dessalinizadora
	<b>D.4.20</b> - limite de área com exploração intensiva de água subterrânea
	<b>D.4.21</b> - área de atividade mineira no subsolo afetando o regime natural de água subterrânea
	<b>D.4.22</b> - área de mineração a céu aberto, afetando o regime natural de água subterrânea

**D.5 - Diversos contornos (isópacas, isoietas etc.)**  
(verde escuro - ITC Nº 606)



**D.5.1** - contornos de níveis ou isópacas (Linha sólida ou tracejada com a profundidade indicada em metros relativa a um *datum*);

30

**D.5.2** - espessura do aquífero em m;



**D.5.3** - limite da área de *permafrost* (subsolo permanentemente congelado), variações de linha para distribuição contínua, descontínua ou isolada)



**D.5.4** - *talik* (zona não congelada) debaixo de um rio, lagoa ou reservatório (rio em azul e contorno pontilhado em verde)

**D.6 - Informações geológicas (preto)**



**D.6.1**-limite geológico ou hidrogeológico



**D.6.2** - falha comprovada (linha sólida) ou inferida (linha tracejada)



**D.6.3** - falha de empurrão comprovada ou inferida



**D.6.4** - limite de depressão preenchido com material de erosão



**D.6.5** - cintura de fratura de importância hidrogeológica

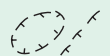
**D.6.6** - diápiro de sal



a) perto da superfície



b) em profundidade (linha pontilhada)



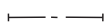
**D.6.7** - área e borda de câmaras de soluções formadas em formações salinas



**D.6.8** - cone vulcânico



**D.6.9** - cratera vulcânica



**D.6.10** - linha indicando posição da seção vertical

## E - Símbolos Estratigráficos (preto)

Em certas ocasiões, quando uma unidade no mapa deixa de ser identificada com clareza pela cor e ornamento utilizado, é possível que um símbolo estratigráfico ajude a compreender melhor a estrutura geológica existente.

Entretanto, a utilização de símbolos estratigráficos em mapas hidrogeológicos deve ser feita de forma moderada, uma vez que a representação das feições hidrogeológicas tem que ser predominante.

Por uma questão de padronização internacional, recomenda-se, para mapas de pequena escala em áreas sedimentares, o uso dos símbolos que constam na legenda geral do Mapa Geológico Internacional da Europa e Região Mediterrânea, escala 1:1.500.000, Hannover, 1962 (tabela 7.4.3). Para áreas de rochas magmáticas e metamórficas, a determinação da idade é, muitas vezes, problemática. Fica, portanto, a critério do autor a apresentação ou não de símbolos estratigráficos, lembrando que a combinação das cores e ornamentos, normalmente, é suficiente para a compreensão.

### Lista de símbolos estratigráficos

Cenozóico (q + m)	q - Quaternário indiferenciado
	qh - Holoceno
	qp - Pleistoceno
	m - Terciário indiferenciado
	m4 - Plioceno
	m3 - Mioceno
	m2 - Oligoceno
Mesozóico (ms)	m1 - Eoceno e Paleoceno
	c - Cretáceo indiferenciado
	c2 - Cretáceo superior
	c1 - Cretáceo inferior
	j - Jurássico indiferenciado
	j3 - Jurássico superior
	j2 - Jurássico médio
	j1 - Jurássico inferior
	t - Triássico indiferenciado
	t3 - Triássico superior
t2 - Triássico médio	
t1 - Triássico inferior	
Paleozóico (pl)	p - Permiano indiferenciado
	p2 - Permiano superior
	p1 - Permiano inferior
	h - Carbonífero indiferenciado
	h2 - Carbonífero superior
	h1 - Carbonífero inferior
	d - Devoniano indiferenciado
	d3 - Devoniano superior
	d2 - Devoniano médio
	d1 - Devoniano inferior
	s - Siluriano
	o - Ordoviciano
	cb - Cambriano
Proterozóico	eo - Eocambriano
	pr - Pré-cambriano

**Tabela 7.4.3** - Símbolos estratigráficos do Mapa Geológico Internacional da Europa e Região Mediterrânea (adaptado de Karrenberg & Struckmeier, 1978).

## F - Climatologia

Características climatológicas como, por exemplo, precipitação, evaporação, evapotranspiração, temperatura, dentre outras, devem ser apresentadas separadamente do mapa hidrogeológico, quer seja em forma de mapas de encarte ou como ilustrações (figuras, tabelas etc.), incorporadas ao texto explicativo que acompanha o mapa.

## G - Seções Verticais

É muito comum a utilização de seções transversais como instrumentos de auxílio aos mapas hidrogeológicos, com fins de esclarecimento da geologia e hidrogeologia em profundidade. As seções são apresentadas nas margens desses mapas ou, alternativamente, na nota explicativa. As linhas indicadoras das seções no mapa devem ser bem visíveis, em preto, e devidamente explicadas na legenda, junto com sua identificação. Nas seções, utiliza-se a mesma escala horizontal do mapa, enquanto a ampliação necessária da escala vertical deverá ser a menor possível, particularmente em mapas de grande escala, a fim de evitar apresentações distorcidas. Todas as cores, linhas, símbolos e ornamentos utilizados no mapa deverão constar de forma idêntica nas seções transversais. A colocação da escala vertical em forma de barra nos extremos das seções transversais é esclarecedora, porém, opcional.

### 7.4.6 Exemplos de Mapas Hidrogeológicos

No mundo inteiro, existe uma grande quantidade de mapas hidrogeológicos em diversas escalas. A maioria, são mapas hidrogeológicos nacionais, abrangendo um país inteiro, com escalas variando de 1:500.000 a 1:5.000.000, mas, majoritariamente em torno de 1:1.000.000. Em se tratando da apresentação de, apenas, uma parte do território de um país, as escalas utilizadas, preferencialmente, variam de 1:200.000 a 1:500.000. É importante, ainda, deixar registrada a existência de conjuntos de mapas ou atlas que se referem a determinadas regiões específicas, elaborados em grandes escalas, 1:50.000 ou maiores.

Na Legenda Internacional para Mapas Hidrogeológicos da UNESCO (ANON, *op.cit.*) consta uma lista de 7 páginas com os títulos dos mapas hidrogeológicos do mundo inteiro. Apenas uma pequena amostra destes mapas é apresentada a seguir, principalmente, para enfatizar a diversidade de mapas continentais, internacionais e nacionais existentes e a variedade de escalas utilizadas de acordo com as informações disponíveis e as necessidades específicas de cada país.

## Mapas Internacionais e Continentais

*Groundwater in Africa*, 1:17.000.000, U.N. 1972.  
 Mapa Hidrogeológico da América do Sul, 1:5.000.000, UNESCO/CPRM/DNPM. 1996.  
*International Hydrogeological Map of Europe*, 1:1.500.000, IAH/UNESCO/BGR. 1970.  
*Water Resources Map of the Arab Countries*, 1:1.000.000, ACSAD.

## Mapas Hidrogeológicos Nacionais

### ÁFRICA

#### Argélia

*Cartes Hydrogeologiques*, 1:200.000 e 1:1.000.000. 1973.

#### Marrocos

*Cartes Hydrogeologiques*, 1:200.000, 1:500.000. e 1:1.000.000. 1970.

*Cartes des Systèmes Aquifères du Maroc*, 1:1.000.000, *Provinces du Nord*. 1976.

#### Moçambique

Carta Hidrogeológica de Moçambique, 2 folhas 1:1.000.000, DNA, 1987.

#### Camarões

*Cartes Hydrogeologiques*, 1:500.000 et 1:1.000.000, 1975.

*Carte de Planification des Ressources en Eau*, 1:1.000.000, 1980.

### AMÉRICA DO NORTE

#### Canadá

Mapas hidrogeológicos de províncias e regiões, na maioria dos casos em escala 1:7.603.000, 1967.

#### Estados Unidos da América

*Principal Aquifers, The National Atlas of the United States*, 1:5.000.000, USGS, 1998.

*National Atlas of the United States of América, Productive aquifers and withdrawals from wells*, 1:7.500.000, 1970.

Mapas hidrogeológicos de estados e regiões, em diversas escalas (1:62.500 a 1:3.168.000), a maioria publicados pelo USGS, 1960.

### AMÉRICA DO SUL

Para a elaboração do Mapa Hidrogeológico da América do Sul, 1:5.000.000, utilizou-se como base os mapas hidrogeológicos nacionais elaborados em cada país, conforme metodologia padronizada. Esses mapas foram preparados segundo a Legenda Internacional para Mapas Hidrogeológicos da UNESCO (ANON, *op. cit.*), mas em escalas diferentes, em função da adequação do mapa a área de cada país, como indicado na tabela 7.4.4.

País	Organismo responsável	Escala de apresentação	Data de conclusão
Argentina	INCYTH	1:2.500.000	jun/86
Bolívia	GEOBOL	1:2.500.000	fev/86
Brasil	DNPM/CPRM	1:5.000.000	dez/83
Chile	Dirección General de Águas	1:2.500.000	jun/86
Colômbia	INGEOMINAS	1:2.500.000	abr/86
Equador	INAMHI/DGGM	1:1.000.000	dez/83
	PRONAREG	1:2.000.000	dez/82
Guiana	Hydrometeorological Service	1:500.000	jul/86
Guiana Francesa	BRGM	1:5.000.000	set/85
Paraguai	Ministério Defesa Nacional	1:1.000.000	ago/86
Peru	PRONASTER/DGI	1:1.000.000	jun/86
Suriname	Ministry of Natural Resources and Energy	1:500.000	abr/86
Uruguai	DINAMIGE	1:2.000.000	jul/86
Venezuela	MARNR	1:2.500.000	dez/85

**Tabela 7.4.4** - Mapas hidrogeológicos nacionais na América do Sul (compilado do Mapa Hidrogeológico da América do Sul, 1:5.000.000, UNESCO/CPRM/DNPM, 1996).

Para o Brasil menciona-se, ainda, com destaque, os primeiros mapas hidrogeológicos elaborados no país na região Nordeste brasileira, nos anos 70. Coordenados pela Sudene - Superintendência de Desenvolvimento do Nordeste, no programa **Inventário Hidrogeológico Básico do Nordeste**, os mapas Hidrogeológicos do Nordeste, elaborados na escala 1:500.000, cobriram 21 folhas de formato 3° por 2° geográficos. Posteriormente, de 1984 a 1989, a CPRM - Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais efetuou, conforme a mesma metodologia da Sudene, mais 11 folhas da região Nordeste, completando as áreas periféricas do programa original, que cobrem toda área de atuação da SUDENE, cerca de 1.650.000 km<sup>2</sup>. Além da produção de mapas hidrogeológicos de referência, que continuam sendo consultados até os dias de hoje, o programa se tornou, historicamente, conhecido como o "berço" de um grande número de hidrogeólogos atuantes no país.

## ÁSIA

### Afganistão

*Hydrogeological map of Afghanistan*, 1:2.000.000, 1977.

### China

*Hydrogeological Map of China*, 1:4.000.000, 1988.

*Hydrogeologic Atlas of the Peoples Republic of China*.

### Índia

*Geohydrological map of India*, 1:2.000.000, 1969.

*Hydrogeological map of India*, 1:5.000.000, 1976.

### Rússia

*Hydrogeological map of USSR*, 1:2.500.000, 1972.

### Indonésia

*Peta hidrogeologi Indonesia*, 1:250.000, 1981.

### Japão

*Hydrogeological map of Japan*, 1:2.000.000, 1964.

## AUSTRÁLIA E OCEANIA

### Austrália

*Groundwater Resources of Austrália*, 1:5.000.000, 1975.

*Hydrogeology of Austrália*, 1:5.000.000, 1987.

*Hydrogeological map of Western Austrália*, 1:250.000.

### Fiji

*Hydrogeological map of Viti Levu*, 1:250.000, 1974.

## EUROPA

### Chipre

*Hydrogeological Map of Cyprus*, 1:250.000, 1970.

### França

*Carte hydrogéologique de la France, Systèmes Aquifères*, 1:1.500.000, 1980.

*Carte et catalogue des principaux systèmes aquifères du territoire français*, 1:1.000.000, 1976.

*Carte du débit des nappes d'eau souterraine de la France*, 1:1.000.000, 1970.

*Atlas des nappes aquifères de la region parisienne*, 1:200.000, 1970.



Holanda

*Hydrogeological Map of the Netherlands*, 1:1.500.000, 1972.

Portugal

Carta hidrogeológica de Portugal, 1:1.000.000, 1970.

Inglaterra

*Hydrogeological map of England and Wales*, 1:625.000, 1977.

Finalmente, vale observar que os mapas hidrogeológicos de datas mais recentes (a partir da década de 80), de diversas partes do mundo, que seguiram a Legenda Internacional da UNESCO, são muito parecidos, não somente em aparência, mas, também, no modo de apresentação, facilitando, sobremaneira, a leitura e compreensão, independentemente dos idiomas agregados.

STRUCKMEIER, W.F. Types and uses of hydrogeological maps. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON HYDROGEOLOGICAL MAPS AS TOOLS FOR ECONOMIC AND SOCIAL DEVELOPMENT, 1989, **Memoires...** Hannover, 1989. p. 17-30.

STRUCKMEIER, W. F.; MARGAT, F. **Hydrogeological Maps: a guide and standard legend**. IAH International Contributions to Hydrogeology, V. 17, 1995. International Association of Hydrogeologists.

## Referências

ANON. **International legend for hydrogeological maps**. London: UNESCO; IAHS; Inst. Geol. Sci, 1970. 101 p.

ANON. **International legend for hydrogeological maps**. Ed. Rev. Paris: UNESCO, 1983. 51 p. (UNESCO Technical Document, SC-84/WS/7)

BRASIL. Departamento Nacional da Produção Mineral. **Mapa hidrogeológico do Brasil. Escala 1:5.000.000**. Brasília: DNPM; CPRM, 1983. Edição comemorativa.

ENGELN, G.B.; JONES, G.F. (Ed.). **Developments in the analysis of groundwater flow systems**. São Paulo: IAHS, 1986. 356 p. (Publ IAHS, 163)

KARRENBERG, H.; STRUCKMEIER W. F. The hydrogeological map of Europe. **Episodes**, [S.l.] v. 1, n. 4, p. 16-18, 1978.

LEAL, A. S. **Legenda para mapas hidrogeológicos**. Recife: SUDENE, 1973. 72 p. (Brasil. SUDENE. Divisão de Documentação, Hidrogeologia, 48).

MENTE, A.; MONT'ALVERNE, A. F. Mapa hidrogeológico do Brasil na escala 1:2.500.000. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE HIDROLOGIA E RECURSOS HÍDRICOS, 4., 1982, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza: ABRH, 1981. v. 1, p. 597-610.

MENTE, A. et al. Hydrogeological map of South America at Scale 1:5.000.000. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON HYDROGEOLOGICAL MAPS AS TOOLS FOR ECONOMIC AND SOCIAL DEVELOPMENT, 1989, Hannover. **Memoires...** Hannover, 1989. p. 337-348

REBOUÇAS, A. C. et al. **Inventário hidrogeológico do Nordeste**: programa e normas técnicas. Recife: SUDENE, 1969. 40 p. (Brasil. SUDENE. Divisão de Documentação, Hidrogeologia, 22).



## Capítulo 7.5

## USO E GESTÃO DAS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS

Waldir Duarte Costa

## 7.5.1 Introdução

A qualidade das águas subterrâneas, sob o ponto de vista bacteriológico e químico, é, em geral, muito melhor do que a das águas superficiais, dispensando, na maioria dos aquíferos captados, qualquer tratamento antipoluinte. Excetuam-se os casos de águas subterrâneas em regiões semi-áridas, zonas costeiras e aquíferos rasos nas áreas urbanizadas. Em geral, pode-se afirmar que a exploração de águas subterrâneas apresenta as seguintes vantagens com relação ao uso das águas superficiais:

- dispensa tratamento químico que onera bastante as águas superficiais em dispendiosas estações de tratamento;
- não acarreta inundação de áreas aproveitáveis na superfície, muitas vezes representadas por excelentes solos agricultáveis;
- a área de captação e proteção é extremamente reduzida;
- permite uma distribuição setorizada, com baterias de exploração constituindo sistemas isolados ou interligados;
- a rede de adução até o reservatório ou caixa d'água é, em geral, de pequena extensão, ao contrário das barragens, que requerem redes adutoras de vários quilômetros de extensão;
- a implantação do sistema pode ser efetuada de maneira gradativa, ao longo do tempo, na medida que aumente a demanda, evitando períodos de sobra, logo que se constrói uma barragem, e períodos de déficit, quando a demanda ultrapassa a sua capacidade. Essa flexibilidade evita a aplicação de grandes investimentos concentrados em curto espaço de tempo;
- não implica desapropriação de grandes áreas como as barragens, que representam vultosos gastos financeiros;
- independe de períodos de estiagem prolongados para recarga anual, como nos reservatórios de superfície;
- as obras de captação são menos onerosas;
- o prazo de construção de um poço é de dias, em contraposição a meses e até anos gastos para barramento de um rio;
- as águas subterrâneas não estão sujeitas, como as superficiais, ao intenso processo de evaporação, que implica, na região semi-árida, uma perda anual de cerca de 2.500 mm de lâmina d'água acumulada na superfície;
- o sistema é muito melhor protegido de eventuais poluições químicas ou atômicas em períodos de guerra;
- não se verificam impactos ambientais como os decorrentes do barramento dos cursos d'água superficiais;
- a manutenção é mais segura, pois a paralisação para conservação de uma unidade de bombeamento, e mesmo a sua substituição, pode ser efetuada sem prejuízo do conjunto;
- os poços que apresentam um bom nível técnico nas fases de projeto, construção e operação, segundo as normas da ABNT, têm vida útil superior a vinte anos, com amortização dos investimentos realizados em apenas 5 a 8 anos.

Por essas vantagens, o custo do metro cúbico de água subterrânea é substancialmente mais barato que o de água superficial. Entretanto, a utilização das águas subterrâneas também apresenta algumas desvantagens e, mesmo que não existissem, não se considera que a exploração desse manancial deva substituir totalmente o uso das águas superficiais. Na realidade, deve haver um planejamento e uma gestão integrada dos recursos hídricos superficiais e subterrâneos que ocorrem no âmbito de cada bacia hidrográfica, no sentido de proporcionar, sempre, a utilização mais racional, econômica e de qualidade da água a ser servida à população. As principais desvantagens da exploração das águas subterrâneas são as seguintes:

- a distribuição espacial das bacias sedimentares possuidoras de aquíferos faz-se de maneira muito heterogênea. No Brasil, sobretudo na região Nordeste, 55% dos terrenos são representados por rochas cristalinas onde as águas acumuladas, devido ao clima semi-árido, são poucas e, em sua maior parte, salinizadas;

- a renovação das águas retiradas dos aquíferos, ou recarga do sistema hídrico subterrâneo, não se faz na mesma velocidade da extração, resultando na exploração de parte das reservas permanentes, com riscos de exaustão, quando a captação não é devidamente monitorada;
- a superexploração pode acarretar subsidência de terrenos e provocar salinização da água nos aquíferos costeiros;
- apesar das águas subterrâneas serem menos vulneráveis à poluição, a detecção de um processo contaminante não é, em geral, imediata, acarretando, muitas vezes, situações irrecuperáveis do aquífero;
- a manutenção periódica preventiva é mais cara, devido à multiplicidade de equipamentos de bombeamento (em baterias de poços); e
- apresenta, em geral, maior consumo de energia elétrica no sistema de bombeamento.

## 7.5.2 Os Diversos Tipos de Uso

O uso dos recursos hídricos tem-se intensificado com o desenvolvimento econômico, tanto no que se refere ao aumento da quantidade demandada para determinada utilização, quanto à variedade dessas utilizações. Originalmente, a água era usada, principalmente, para dessedentação, uso doméstico, criação de animais e para agricultura a partir da chuva e, menos freqüentemente, da irrigação. À medida que a civilização se desenvolveu, outros tipos de uso foram surgindo, disputando os recursos hídricos, muitas vezes escassos, e estabelecendo conflitos entre usuários.

O uso da água pode ser classificado quanto ao consumo em: **consuntivo** e **não consuntivo**. A água evaporada, transpirada, assimilada biologicamente ou incorporada a um produto é classificada como de uso consuntivo, como também os usos doméstico, municipal, para irrigação e para a indústria, enquanto que os usos em navegação, geração de energia elétrica, recreação ou conservação da natureza são exemplos de usos não consuntivos.

A grande maioria dos usos da água é, de certa maneira, consuntiva. Excluída a água para geração de energia elétrica, que atinge cerca de 4 a 6 vezes a soma de todas as outras finalidades, pode-se estimar que 25% da água retirada para todas as finalidades é consumida.

Considerando as perdas por evaporação e transpiração, que atingem, em média, cerca de 60%, a irrigação pode ser classificada como a atividade de maior consumo de água. Enquanto, normalmente, não mais que 10% da água utilizada para fins municipais e industriais é consumida, os 90% restantes são devolvidos ao subsolo, aos rios e reservatórios superficiais.

Cerca de 60% da água para fins industriais é usada não consuntivamente, para a refrigeração dos condensadores das turbinas a vapor ou trocadores de calor de processos industriais. Segundo Martin Arnaiz (1973 in Custodio & Llamas 1983), a distribuição média mundial do uso consuntivo entre os três principais consumidores, é a seguinte:

- uso agrícola (principalmente irrigação) - 60 a 80%
- uso urbano (abastecimento público) - 10 a 20%
- uso industrial - 10 a 20%

Na região Nordeste do Brasil, a demanda de uso de água foi avaliada no Projeto ÁRIDAS (SEPLAN/PR, 1994), cuja distribuição é apresentada como exemplo.

**Uso Consuntivo** =  $15,7 \cdot 10^9$  m<sup>3</sup>/ano (62,8%)

Abastecimento urbano =  $2.988 \cdot 10^6$  m<sup>3</sup>/ano (19,08%)

Abastecimento rural =  $443 \cdot 10^6$  m<sup>3</sup>/ano ( 2,83%)

Pecuária =  $930 \cdot 10^6$  m<sup>3</sup>/ano ( 5,94%)

Irrigação =  $9.274 \cdot 10^6$  m<sup>3</sup>/ano(59,24%)

Indústria =  $747 \cdot 10^6$  m<sup>3</sup>/ano ( 4,77%)

Agroindústria =  $1.273 \cdot 10^6$  m<sup>3</sup>/ano ( 8,13%)

**Uso não Consuntivo** =  $9,3 \cdot 10^9$  m<sup>3</sup>/ano (37,2%)

**Uso Total** =  $25 \cdot 10^9$  m<sup>3</sup>/ano

Sob o aspecto qualitativo, em função das características físicas, químicas e biológicas, pode-se dizer que, em geral, os usos consuntivos para finalidade doméstica, industrial, de irrigação e os usos não consuntivos para recreação (piscina e outros) e preservação da natureza, requerem padrões de qualidade mais elevados do que os demais usos não consuntivos, tais como navegação, geração de energia e refrigeração industrial (padrões de qualidade de águas são apresentados no capítulo 5.1).

Dentro do grupo de qualidade superior, incluem-se alguns usos industriais não consuntivos, como a água destinada a fábricas de componentes eletrônicos (água desmineralizada com resistência específica de 18.000.000 ohm.cm), os usos consuntivos da indústria farmacêutica (água desmineralizada com resistência específica de 100.000 a 500.000 ohm.cm), os usos não consuntivos para produção de vapor nas caldeiras de alta e baixa pressão (0,01 a 15 mg/L de SiO<sub>2</sub> com resistência específica de 6.000.000 a 5.000 ohm.cm respectivamente) e os usos consuntivos e não consuntivos das indústrias de produtos alimentícios, de bebidas, têxtil e de papel e celulose (segundo a *Internacional de Engenharia - Div. da Morrison Knudsen Internacional de Engenharia S.A*, 1977).

No grupo de qualidade mediana, incluem-se os usos para consumo humano e animal, irrigação, recreação, conservação da natureza e alguns usos industriais, tais como água de processo, água para torres de refrigeração etc.

No grupo de qualidade inferior, encontram-se os demais usos, tais como navegação, geração de energia, refrigeração industrial, lavagem de ruas e sistemas de proteção contra incêndios.

Na tabela 7.5.1, é apresentado um cotejo entre os padrões de qualidade em função do uso. Esses limites são considerados como **teores máximos desejáveis**, porém, os teores máximos permissíveis são variáveis para cada país.

As demandas de águas subterrâneas são predominantemente para uso consuntivo. Alguns casos particulares, de uso restrito e de pouca relevância em relação a volumes utilizados, podem ser citados como uso não consuntivo de águas subterrâneas: o uso não consuntivo de determinadas indústrias, sobretudo de refrigeração, o uso de água de poço para enchimento de piscinas, dentre outros.

### 7.5.3 Potencialidade Hídrica Mundial e o Uso da Água Subterrânea

Em termos mundiais, os estoques de água subterrânea são estimados em 8,4 milhões de km<sup>3</sup>, cerca de 67 vezes o volume total das águas doces de superfície. A tabela 7.5.2 mostra a distribuição estimada da potencialidade de água ao nível mundial, segundo o *U.S. Geological Survey*.

#### A Água Subterrânea no Mundo e no Brasil

Até o final da década de 50, a água subterrânea apresentava um baixo percentual de uso em relação às águas superficiais. Nos Estados Unidos, em 1960, de um total consumido de 1.010.10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>/dia, as águas subterrâneas participavam com apenas

Indicador	Usos e Finalidades						
	Consuntivo				Não Consuntivo		
	Doméstico	Industrial	Irrigação	Público	Hidroelétrica	Vida Animal e Vegetal	Recreação
Cor (1)	5	0/200	0/200	200	*	50	15
Turbidez (2)	5	0/500	0/100	100	200	50	20
Sol.Totais	500	out/00	0/2000	2000	*	*	*
pH	7,0/8,5	6,5/10,0	6,5/8,0	*	6,5/8,0	6,8/8,4	6,5/10
Dureza	100	2/200	0/100	*	*	*	*
Cálcio	75	10/100	-5	*	*	*	*
Cobre	1	*	*	*	*	0,2	*
Ferro	0,3	0,1/3,0	*	*	*	5	*
Magnésio	30	10/100	-5	*	*	*	*
Manganês	0,05	0,1/3,0	*	*	*	*	*
Potássio	50	0,1/50	-5	*	*	*	*
Sílica	50	0,1/100	*	*	*	*	*
Sódio	50	0,1/50	-5	*	*	*	*
Arsênico	0,05	*	0,05	*	*	0,1	*
Bário	1	*	1	*	*	*	*
Cádmio	0,01	*	0,01	*	*	0,3	*
Cianetos	0,2	*	0,2	*	*	0,1	*
Cromo	0,05	*	0,05	*	*	*	*
Mercúrio	0,001	*	0,001	*	*	*	*
Zinco	5	*	5	*	*	0,3	*
Cloretos	250	5/300	0/350	300	*	*	*
Detergentes	0,2	0,2	0,2	0,2	*	0,2	2
Fenóis	0,001	0,001/1	0,001	*	*	*	*
Nitratos	45	mai/50	50	*	*	*	*
Óleos	0,01	0,01/5	0,01	*	*	1	0
Sulfatos	250	5/300	0/2000	2000	*	*	*
Estrôncio90	10	(3) *	10	*	*	10	*
Rádio-26	3	(3) *	3	*	*	3	*
Ox.Dissolv.	(4) 4,0	3,0/5,0	3,0/5,0	*	*	4,0/6,0	4,0/5
NMP/100ml	> 1,0	variável	variável	*	*	70/240	1000

(1) Escala de platina cobalto  
(2) Unidades turbidimétricas  
(\*) Sem referência  
(3) Picocuries/ml  
(4) Limite mínimo

Tabela 7.5.1 - Padrões de qualidade em função do uso (Internacional de Engenharia, 1977).

Localização	Ocorrência	Área (km <sup>2</sup> )	Volumes (km <sup>3</sup> )	Volume (% do Total)
Água doce superficial	Lagos de água doce	8,5.10 <sup>5</sup>	1,25.10 <sup>5</sup>	0,01
	Rios	-	1,25.10 <sup>3</sup>	0,0001
Água doce subterrânea	Umidade do solo e percolação	-	6,66.10 <sup>4</sup>	0,005
	Água subterrânea até 800 m	1,2.10 <sup>8</sup>	4,17.10 <sup>6</sup>	0,31
	Água subterrânea abaixo de 800 m	-	4,17.10 <sup>6</sup>	0,31
Água doce sólida	Geleiras e glaciais	1,8.10 <sup>7</sup>	2,92.10 <sup>7</sup>	2,15
Água salgada	Lagos salgados e mares interiores	7,0.10 <sup>5</sup>	1,05.10 <sup>5</sup>	0,008
	Oceanos	3,6.10 <sup>8</sup>	1,32.10 <sup>9</sup>	97,21
Vapor d'água	Atmosfera (nível do mar)	5,1.10 <sup>8</sup>	1,29.10 <sup>4</sup>	0,001
<b>TOTAL</b>			<b>1,36.10<sup>9</sup></b>	

Tabela 7.5.2 - Potencialidade hídrica mundial.

176.10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>/dia, ou seja, 17,4% do consumo total. O uso consuntivo da água subterrânea era assim distribuído (Walton, 1970):

- irrigação = 114.10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>/dia (64,8%)
- indústria = 27.10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>/dia (15,3%)
- abastecimento urbano = 24.10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>/dia (13,6%)
- abastecimento rural = 11.10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>/dia (6,2%)

Verifica-se que mesmo com as águas subterrâneas, o uso na irrigação representa a maior parcela do total captado. Segundo Kitson (1984, *in* Tucci, 1993), em 1960, na URSS e nos Estados Unidos, o uso da água para a indústria, irrigação e abastecimento humano compreendia uma parte consuntiva e outra não consuntiva, predominando, todavia, o uso consuntivo, como mostrado na tabela 7.5.3. Em 1985, o CEPIS - Centro Panamericano de Engenharia Sanitária e Ciências do Meio Ambiente, apresentou um estudo em que mostra a evolução do consumo de água subterrânea na região latino-americana e caribenha (figura 7.5.1).

Os dados daquela década mostraram uma grande evolução na exploração das águas subterrâneas, destacando-se a cidade do México, com 3.200.000 m<sup>3</sup>/dia (94% do total do abastecimento d'água). Noutras cidades, como Santiago, no Chile, a exploração de água subterrânea atingia 950.000 m<sup>3</sup>/dia. Em Lima, Peru, esse volume era de 750.000 m<sup>3</sup>/dia e em Buenos Aires, de 366.000 m<sup>3</sup>/dia. O referido trabalho não mostrou dados do Brasil, porém, o inclui na faixa de uso entre 25 e 50% de água subterrânea em relação ao consumo total.

Uso	URSS			Estados Unidos		
	Total	Cons.	%	Total	Cons.	%
Irrigação	120,0	98,6	82,2	201,0	122,9	61,1
Indústria	30,6	8,4	27,5	130,0	65,0	50,0
Abastecimento	5,0	2,0	40,0	23,1	16,5	71,4

Tabela 7.5.3 - Uso da água em hm<sup>3</sup>/dia em 1960 (Kitson *in* Tucci, 1993).

Para ter-se um referencial em relação ao Brasil, na Região Metropolitana do Recife, o consumo diário de água da população é da ordem de 864.000 m<sup>3</sup>, dos quais as águas subterrâneas participam com 20% (sendo 10% a partir da COMPESA - Companhia Pernambucana de Saneamento e 10% a partir de poços particulares).

Atualmente, o uso da água subterrânea tem apresentado índices muito elevados em face das crescentes demandas e, também, por razões econômicas e estratégicas (as águas subterrâneas são menos vulneráveis a ações terroristas). Nos Estados Unidos, estima-se atualmente entre 800 e 900 mil o número de poços perfurados por ano.

O uso da água subterrânea para irrigação apresenta os seguintes números mundiais: na Índia, cerca de 31 milhões de hectares são irrigados; nos Estados Unidos, 45% das terras irrigadas; 58%, no Irã; 67%, na Argélia; e 100%, na Líbia, dependem exclusivamente de água subterrânea.

Para abastecimento humano, alguns países como Arábia Saudita, Dinamarca e Malta usam exclusivamente água subterrânea, enquanto na Áustria, Alemanha, Bélgica, França, Hungria, Itália, Holanda, Marrocos, Rússia e Suíça, mais de 70% da demanda é atendida pelo manancial hídrico subterrâneo.

Esses dados demonstram que, em países do denominado primeiro mundo, onde a questão econômico-social é levada a sério e os investimentos públicos levam em consideração o binômio custo-benefício, a exploração das águas subterrâneas vem levando ampla vantagem sobre a das águas superficiais.

No Brasil, a utilização das águas subterrâneas ainda é muito modesta, haja vista que se perfura em todo o país, cerca de 8.000 poços por ano (apenas 1% do número de poços perfurados nos Estados Unidos).

Somente nas últimas décadas (a partir de 1970) é que se vem observando uma tendência de se buscar água subterrânea para o abastecimento público e outros usos no Brasil.



**Figura 7.5.1** - Importância da água subterrânea para abastecimento de água potável na região Latino-Americana e Caribenha (adaptado de Foster *et al.*, 1987).

Segundo os dados mais recentes do IBGE (1991), 61% da população brasileira abastece-se do manancial subterrâneo, por meio de poços profundos (43%), poços rasos (6%) e nascentes (12%). O estado de São Paulo é, certamente, o maior usuário das águas subterrâneas no Brasil, em termos de volumes totais captados, tendo cerca de 70% dos seus núcleos urbanos e 90% das indústrias, abastecidos total ou parcialmente por poços.

Na região semi-árida do Nordeste do Brasil, onde o problema da escassez da água se faz sentir com maior intensidade, dispõe-se de um número irrisório de poços (cerca de 50.000) que proporcionaria, se todos fossem explorados em regime contínuo de 24 horas diárias, uma descarga de  $4,3 \cdot 10^9$  m<sup>3</sup>/ano. Além deste número ser insuficiente para atender à demanda de  $15,7 \cdot 10^9$  m<sup>3</sup>/ano do uso consuntivo de água na região, a exploração atual desses poços é de apenas a oitava parte da sua disponibilidade instalada, considerando ainda que uma boa parte (cerca de 40%) se acham desativados. Apesar disso, existem atualmente (Projeto ÁRIDAS-SEPLAN/PR, 1994) cidades de grande porte, inclusive

capitais estaduais, que são abastecidas totalmente por água subterrânea, como Maceió (AL), com 628.000 habitantes e consumo anual de  $75 \cdot 10^6$  m<sup>3</sup>, Natal (RN), com 606.000 habitantes e consumo anual de  $65 \cdot 10^6$  m<sup>3</sup>, e Mossoró (RN), com 192.000 habitantes. No Maranhão, 76,6% das cidades são abastecidas inteiramente por águas subterrâneas, com um consumo anual de  $85 \cdot 10^6$  m<sup>3</sup> e no Piauí, 84,3% das cidades consomem água subterrânea, com um total de  $82 \cdot 10^6$  m<sup>3</sup>/ano. A Região Metropolitana do Recife consome  $63 \cdot 10^6$  m<sup>3</sup>/ano de água subterrânea, representando 20% do fornecimento total de água à população (metade desse valor corresponde a captações feitas por particulares).

Existem, ainda, perímetros irrigados com água subterrânea como em Mossoró (RN) (o maior produtor de melão do Brasil), no vale do Gurguéia (PI), com capacidade para irrigar cerca de 20.000 ha, além de pequenas áreas como ocorre em São Mamede, na Paraíba, onde a simples construção de uma barragem subterrânea e alguns poços amazonas permitiram irrigar uma área de 50 ha e exportar manga para diversos países.

### 7.5.4 Reutilização da Água

O reaproveitamento de águas usadas pode ser feito de duas maneiras: por **recirculação** e por **reutilização de águas residuais**.

A **recirculação** consiste no aproveitamento da parcela da água que não foi consumida, voltando, na maioria das vezes, intacta ao destino original. Já foi mencionado que do total de água necessária para o desenvolvimento de uma atividade, somente se consome uma parte, em geral pequena. O resto da água que se elimina com um maior ou menor grau de contaminação, depende do uso e da depuração prévia que lhe é dada.

Ao longo de um rio, os usuários de jusante podem utilizar novamente, águas que já tenham sido utilizadas. Evidentemente, essa água recirculada vem com alguns contaminantes que, às vezes, a depender do contaminante e do grau de diluição, exigem um tratamento prévio para sua utilização. Como exemplo disso, pode ser citado o excedente da água utilizada na irrigação. Suponha-se que seja bombeada através de poços, a água subterrânea para irrigação de uma determinada área: uma parte dessa água é consumida pela planta para o seu metabolismo, do qual resulta uma perda por evapotranspiração, outra parte é consumida pela evaporação na superfície, outra parte é escoada para a drenagem superficial e, finalmente, uma parcela retorna ao aquífero por infiltração. Essa água que retorna ao aquífero, bem como aquela que vai alimentar os cursos d'água superficiais (essa em escala muito reduzida, se a irrigação for eficiente) irá conduzir os produtos agrotóxicos utilizados na agricultura, como fertilizantes ou defensivos praguicidas. A qualidade da água de recarga do aquífero será um tanto comprometida qualitativamente, principalmente se dele faz-se uso múltiplo, para irrigação e consumo humano, por exemplo.

Mas é na atividade industrial onde ocorre a maior parcela de água não consumida, sendo reutilizada, em geral, através de processos simples de recuperação, como resfriamento em torres de refrigeração. Apesar do consumo hídrico na indústria ser considerado um uso consuntivo, a maior parcela da água utilizada é não consuntiva, retornando para recirculação. A seguir são mostrados alguns exemplos (tabela 7.5.4) de indústrias com o percentual de água consumida em relação à água de entrada (Custodio & Llamas, 1983).

A **reutilização de águas residuais** consiste em dar um novo uso (com ou sem tratamento de depuração, com ou sem mistura com outras águas) às águas previamente utilizadas. Esse termo é mais utilizado quando se trata de efluentes de águas servidas à população para consumo humano. Sob o sentido amplo, a reutilização de águas residuais é um processo geral e quase se pode dizer natural, ao qual nem sempre se presta suficiente atenção e que, com frequência, passa despercebido, não sendo raro o caso em que sua existência é ignorada em algumas avaliações de recursos.

Indústria	% da Água Consumida em Relação à Água de Entrada
Automobilística	6,2
Açúcar de cana	15,9
Química (em média)	5,9
Preparação de carvão de pedra	18,2
Moenda de cereais	20,6
Destilaria	10,4
Processamento de alimentos	33,6
Maquinaria	21,4
Carne	3,2
Petróleo	7,2
Polpa e papel	4,3
Sal	27,6
Sabão e detergentes	8,5
Têxtil	6,7

**Tabela 7.5.4** - Consumo de água na indústria (Custodio & Llamas, 1983).

No sentido restrito, costuma-se entender por reutilização (direta) de águas residuais o acondicionamento de águas residuais procedentes de desaguamento da população ou indústria para um uso imediato, sem mediar nenhum processo de diluição nem de depuração natural, a não ser um tratamento em instalações ou dispositivos especialmente desenhados (Custodio & Llamas, 1983).

Dentre os processos de tratamento da água residual para reutilização, o mais comum é a **floculação química** (com sulfato de alumínio, cloreto férrico etc), seguida de uma **filtração**, em geral, com filtros rápidos de areia, no que se consegue uma clarificação satisfatória. A eliminação da matéria orgânica dissolvida e a esterilização conseguem-se, normalmente, mediante **cloração** até atingir o padrão normatizado. Para eliminação de certos compostos orgânicos degradáveis, que comprometem o odor e o sabor da água, utiliza-se o **carbono ativado**.

A reutilização mais exigente é a que destina a água a usos municipais em geral, indústria de bebida, preparação de alimentos, bem como para fabricação de bebidas e produtos alimentícios. A água deve tornar-se potável com uma ampla margem de segurança, incluindo vírus e substâncias tóxicas menores, tais como metais pesados (mercúrio, cobre, zinco, chumbo etc.), pesticidas, enzimas, derivados de petróleo etc.

Após um tratamento primário e secundário, torna-se, às vezes, necessário um tratamento terciário cuidadoso, condizente com a completa esterilização (microorganismos e vírus), eliminação de gostos e odores e supressão de aspectos desagradáveis, como, por exemplo, a espuma. Nem sempre se consegue de um modo suficientemente econômico. Uma das técnicas utilizadas é a introdução da água no terreno (recarga artificial) para posterior extração por bombeamento.



No caso da presença de sais na água, a solução é mais onerosa. Entre os tratamentos mais avançados, estão os seguintes processos: redução de dureza, redução de salinidade e eliminação de nitratos.

**Redução de Dureza (abrandamento)** - pode ser executada através de processos químicos ou por troca iônica.

**Redução de Salinidade** - pode ser realizada através de diferentes métodos, dentre os quais podem ser citados a destilação por evaporação, a eletrodíálise e a osmose reversa.

**Eliminação de Nitratos** - em geral, recai em processos muito caros, sendo, todavia, a recarga artificial, que provoca um meio anaeróbico, um dos mais eficazes e de custo menos acentuado.

A tecnologia de recarga artificial vem sendo muito empregada atualmente nos países desenvolvidos, principalmente nos Estados Unidos, não apenas como forma de tratamento e recuperação de águas servidas, mas, também, para propiciar uma reserva reguladora artificial, no sentido de restaurar o equilíbrio hidrodinâmico dos aquíferos submetidos à superexploração.

### 7.5.5 Recarga Artificial

A recarga artificial de um aquífero é feita, principalmente, com o excedente de água superficial a um custo efetivo baixo, constituindo-se em um método de purificação das águas utilizadas em abastecimento público, indústrias ou agricultura, além de servir para isolamento de zonas de água subterrânea contaminadas ou poluídas, melhorando sua qualidade e controlando a intrusão de água salina.

Dois metodologias para a recarga são comumente utilizadas através de várias técnicas:

- **método superficial direto** - utilizando-se de bacias de inundação e da modificação do fluxo da água na calha do rio; e
- **método subsuperficial direto** - utilizando-se de poços de injeção nas zonas saturada e vadosa do aquífero, além de buracos e aberturas naturais.

Na figura 7.5.2 são mostrados dois métodos de recarga na superfície, aparecendo à esquerda bacias de inundação que podem ser leitos secos de rios ou superfícies planas fora do talvegue fluvial. Essas bacias de inundação são alimentadas por canais procedentes de rios perenes, de reservatórios superficiais, de transposição de bacias etc. À direita, também em superfície, é mostrado o método de infiltração por modificação do fluxo, através de "obstáculos" colocados dentro do rio, para diminuir a velocidade do fluxo hídrico e aumentar a infiltração. Ainda nessa figura, são mostrados dois casos de recarga por injeção através de poços, o primeiro na zona vadosa e o segundo na zona saturada.

Dois exemplos que podem ser citados de recarga artificial são os do Salt River Project – SRP, no Arizona, e do *Orange County Water District* – OCWD, localizado em *Fontain Valey*, no condado de Orange, vizinha de Los Angeles, na Califórnia, numa região onde chove apenas cerca de 300 a 400 mm por ano, próximo ao oceano Pacífico.

No Arizona, a água do rio Colorado é transposta através de um extenso e largo canal, o aqueduto denominado de CAP (iniciais de Canal Arizona Project), indo alimentar as bacias de inundação do leito seco do *Salt river*, como mostra a figura 7.5.3, ou bacias fechadas, como mostra o esquema da figura 7.5.4.

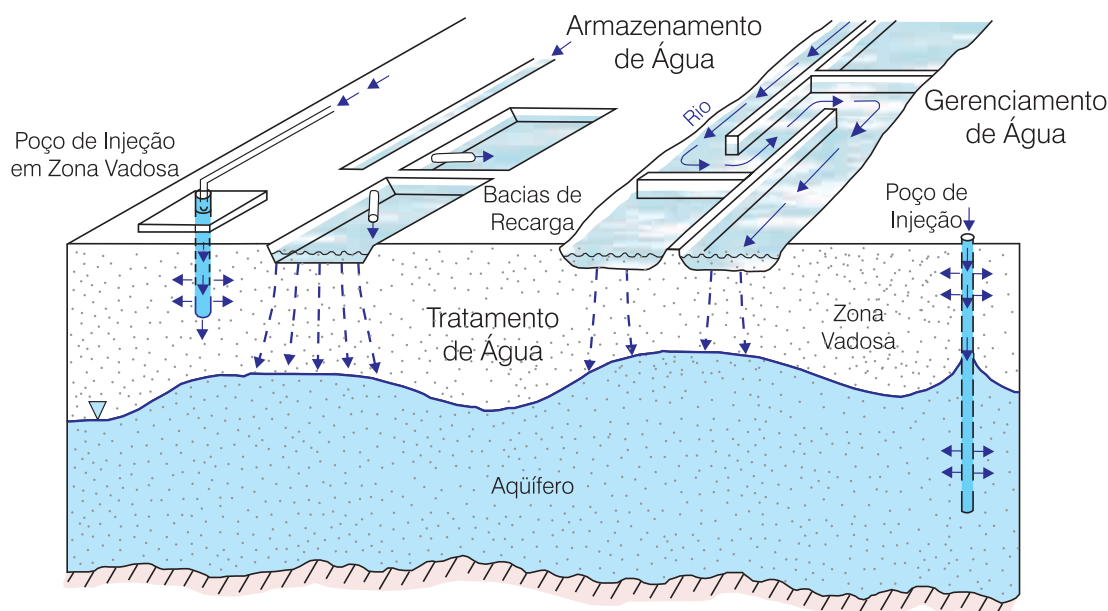
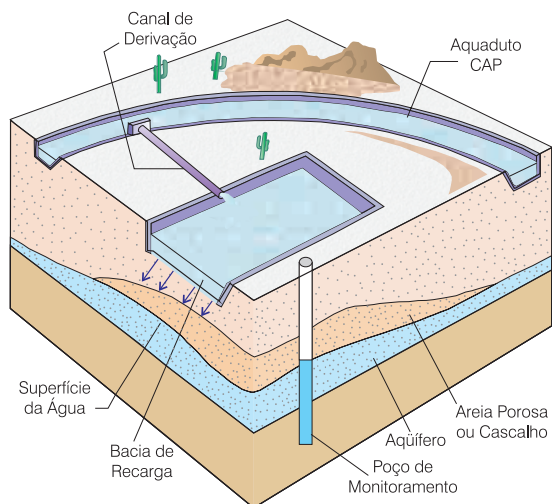


Figura 7.5.2 - Modelos de recarga de água subterrânea.



**Figura 7.5.3** - Área de Recarga de água subterrânea mostrando os canais principais e secundários e as bacias de inundação do SRP, Arizona - EUA.



**Figura 7.5.4** - Sistema da SRP de recarga de água subterrânea por bacia de inundação, mostrando o poço de monitoramento, Arizona - EUA.

Essas bacias de inundação chegam a receber até 10 (dez) metros de lâmina d'água por dia, que se infiltram diretamente no aquífero, demonstrando ser uma ótima metodologia de recarga. Os poços de injeção chegam a introduzir água nos aquíferos com taxas de bombeamento de até 900 m<sup>3</sup>/h, recarregando-os diretamente. Assim, como injetam água nos períodos de excedente de águas superficiais, nos períodos de estiagens servem como poços produtores, retirando água com a mesma capacidade de injeção.

Los Angeles abriga, atualmente, uma população superior a 2,5 milhões de pessoas distribuídas em cerca de 30 cidades. Aproximadamente 75% desse contingente é abastecido por águas subterrâneas da bacia sedimentar de *Orange County* e os 25% restantes, com água do aqueduto do Colorado e águas fornecidas pelo *State Water Project*.

As águas subterrâneas do Condado de Orange foram utilizadas, desde os tempos em que chegaram os primeiros habitantes à região, como complemento às vazões do rio Santa Ana. Com o desenvolvimento da área através de agricultura e a conseqüente elevação

da demanda hídrica decorrente do crescimento populacional, observou-se um rebaixamento progressivo dos níveis freáticos. Para regulamentar o uso da água subterrânea, em 1933, foi promulgada uma lei, criando o *Orange County Water District – OCWD*, ou Distrito de Água do Condado de Orange, com o objetivo de proteger e gerenciar a bacia e seus reservatórios de água subterrânea.

Em função da necessidade de manter a população abastecida, vêm sendo desenvolvidas técnicas de recarga de aquíferos e programas de recuperação e reutilização de águas servidas. Em 1956, em conseqüência de um aumento da exploração do aquífero, motivado pela intensificação do uso da água na agricultura, o lençol freático atingiu níveis muito baixos. Foi então que ocorreu a primeira intrusão de água do oceano Pacífico, chegando a penetrar cerca de 6 km entre as praias de Newport e Huntington, num local conhecido como a falha de Talbert. Para controlar esse processo de salinização do aquífero, o Distrito de Águas opera, atualmente, uma série de 23 poços de injeção de água, a quatro milhas da costa ( $\pm 6$  km), para formar uma barreira de proteção ao aquífero, evitando a invasão de água salgada (*Talbert Barrier Project*). Desde a década de 60, iniciou-se o projeto piloto Water Factory 21, que já atraiu mais de 1.000 visitantes de cerca de 30 países diferentes. A Fábrica de Água do Século 21, que vem operando há mais de 3 décadas, consegue recuperar a água aos padrões de potabilidade exigidos pelas autoridades de água do Distrito, mas, só em outubro de 1976 a água recuperada passou a fazer parte de mistura de água de diferentes origens, que é injetada ao solo, para formar a barreira de contenção da água salina. Atualmente, são utilizadas águas de poços profundos, águas superficiais importadas do Colorado, além da águas servidas, após serem submetidas a processos de recuperação.

## 7.5.6 Planejamento e Gestão de Recursos Hídricos Subterrâneos

### Conceituação Geral

A conceituação dos termos que envolvem o planejamento e a gestão dos recursos hídricos é bastante controversa, havendo, inclusive, autores que consideram esses dois termos como sinônimos ou equivalentes. O **planejamento hidrogeológico**, segundo Custodio (1994), é um conjunto de guias, em um marco legal-administrativo, com diretrizes econômicas, regras de correção e orientações de melhora do conhecimento para:

- definir as grandes linhas das atuações futuras;
- orientar a gestão em horizontes futuros (por exemplo, daqui a 10 ou 20 anos); e
- efetuar correções à medida que se observam desvios.

Tudo isso requer considerar a incerteza dos dados e dos prognósticos, a elaboração e estudo de cenários verossímeis e a integração das restrições macroeconômicas, sociais e políticas. O planejamento (e a gestão que dele se deriva) para ser eficaz deve aplicar generosamente o princípio da **subsidiaridade** (o que se pode realizar em um nível inferior não se realize por um organismo hierarquicamente superior) e contar com a participação dos usuários da água e dos especialistas, através de associações apropriadas, com voz suficiente nos órgãos de planejamento. Um planejamento deve incluir os seguintes aspectos e critérios:

- técnicos, quanto à quantidade e qualidade da água;
- econômicos, tanto na escala micro como macro;
- sociais;
- legais;
- políticos;
- de continuidade de fornecimento, para consumo humano;
- de atenção a situações de emergência e estratégicas;
- de correção contínua, que respeite a eficácia e a equidade ante as gerações presente e futura;
- de respeito às situações consolidadas não abusivas ou ineficazes;
- de compensação por danos e cargas não generalizadas ou desproporcionadas; e
- de previsibilidade, de forma que seja possível prever como amortizar obras e inversões, atrair emprego estável e evitar contrações sociais.

Assim como a gestão corresponde ao presente, com visão de futuro, o planejamento dirige-se ao futuro considerando o presente. O segundo é, portanto, o guia da primeira. O planejamento não deveria ser nenhum “espartilho” rígido que defina estritamente todas as atuações, porém, um marco guia, suficientemente flexível para servir a um mundo mutante e com uma dinâmica que chega a situações, às vezes, pouco previsíveis.

Segundo Tucci (1993), a **gestão** de recursos hídricos “é uma atividade analítica e criativa voltada à formulação de princípios e diretrizes, ao preparo de documentos orientadores e normativos, à estruturação de sistemas gerenciais e à tomada de decisões que têm por objetivo final promover o inventário, uso, controle e proteção dos recursos hídricos”. Enquanto que Custodio (1994) define a gestão de aquíferos como “o conjunto de guias, normas, leis, regulamentos e atuações destinadas a sustentar, conservar, proteger, restaurar e regenerar esses aquíferos. Faz referência à quantidade e à qualidade da água captável do aquífero, que se deve fazer de forma compatível com a demanda a servir, com outras demandas existentes, com o meio ambiente e com a ordenação e uso do território” (Custodio, 1994).

A gestão requer considerar os custos e benefícios diretos e indiretos, as prioridades e restrições não avaliáveis economicamente, o uso sustentável do recurso e o respeito aos direitos intergeracionais. Deve-se respeitar as normas vigentes e os direitos legais e legítimos, limitando e corrigindo o abuso.

Custodio (*op. cit.*) ainda diz “a gestão das águas subterrâneas não é um objetivo isolado, mas que se integra aos outros recursos de água, na ordenação territorial e nos usos reais do território. Supõe uma dotação da água que seja econômica (não necessariamente barata) e eqüitativa, e suficientemente flexível para poder adaptar-se a um mundo e sociedade mutantes. Entre os objetivos figura o uso adequado da infra-estrutura hidráulica e de serviços, natural ou já criado, com preferência para novas atuações estruturais e não estruturais”.

Portanto, pode-se considerar que a gestão de aquíferos inclui:

- inventariar necessidades, usos, elementos e dispositivos;
- conhecer a demanda real, sua evolução e sua elasticidade;
- considerar que o acoplamento oferta de água x demanda de água se faz a partir dos dois lados e ter os meios para fazê-lo;
- dispor de suficientes conhecimentos científicos e técnicos;
- dispor de pessoal suficiente e devidamente formado;
- ter meios de observação da quantidade e qualidade da água, e, também, dos impactos ambientais, sociais e territoriais da exploração;
- amparar-se em medidas administrativas e legais;
- dispor de meios de aplicação das regras, tanto por vias coercitivas como estimuladoras;
- além de meios de atuação ordinários, dispor dos meios extraordinários para atuações consideradas incomuns;
- receber meios econômicos adequados; e
- realizar campanhas de informação pública e de formação.

Toda gestão há de ser realista, aceita socialmente, implementável, adaptada a cada circunstância local e temporal e integrada no conjunto de recursos que requer a sociedade. Fazem parte da gestão os elementos descritos a seguir, cuja definição foi feita pela ABRH (1986) e parcialmente adaptada por Tucci (1993).

**Política dos Recursos Hídricos** - trata-se do conjunto consistente de princípios doutrinários e diretrizes que conformam as aspirações sociais e/ou governamentais no que concerne à regulamentação ou modificação nos usos, controle e proteção dos recursos hídricos.

**Plano de Recursos Hídricos** - qualquer estudo prospectivo que busca, na sua essência, adequar o uso, controle e o grau de proteção dos recursos hídricos às aspirações sociais e/ou governamentais, expressas formal ou informalmente em uma política de recursos hídricos, através da coordenação, compatibilização, articulação e/ou projetos de intervenções. Obviamente, a atividade de fazer tais planos é denominada Planejamento dos Recursos Hídricos.

**Gerenciamento dos Recursos Hídricos** - conjunto de ações governamentais destinadas a regular o uso e o controle dos recursos hídricos e a avaliar a conformidade da situação corrente com os princípios doutrinários estabelecidos pela política dos recursos hídricos. Frequentemente, toma-se como sinônimos os termos **gestão e gerenciamento**, porém, a gestão é considerada de forma ampla, abrigando todas as atividades, inclusive o gerenciamento, que é considerado uma atividade de governo.

**Sistema de Gerenciamento de Recursos Hídricos** - conjunto de organismos, agências e instalações governamentais e privadas, estabelecidos com o objetivo de executar a política de recursos hídricos através do modelo de gerenciamento dos recursos hídricos adotado e tendo por instrumento o planejamento de recursos hídricos.

Em resumo, a gestão eficiente dos recursos hídricos deve ser constituída por uma política dos recursos hídricos que estabeleça as diretrizes gerais, um modelo de gerenciamento que estabeleça a organização legal e institucional e um sistema de gerenciamento que reúna os instrumentos para o preparo e execução do planejamento de recursos hídricos.

## Etapas de Trabalho

O planejamento e a gestão dos recursos hídricos compreendem três etapas básicas de trabalho, que, na prática, sofrem uma certa superposição.

- Reconhecimento ou Avaliação (Inventário);
- Desenvolvimento (Planejamento, Projeto e Construção); e
- Exploração (Operação, Manutenção e Controle).

Segue-se a caracterização de cada uma das etapas acima citadas.

**Reconhecimento** - constitui uma fase inicial, onde se faz a primeira quantificação e qualificação dos recursos de água subterrânea potenciais e disponíveis. Especula-se sobre suas interações com o meio e procede-se a uma análise das demandas de água no espaço e no tempo, que são ou poderão vir a ser satisfeitas pelos referidos recursos, concluindo-se com um balanço expedito de massas (balanço hídrico), que permita um mapeamento geral dos equilíbrios e desequilíbrios entre oferta e procura. O reconhecimento caracteriza-

se como uma fase de coleta e interpretação inicial de dados e informações, incluindo o levantamento das infra-estruturas existentes, campanhas para obtenção de dados adicionais e proposições e recomendações para etapas posteriores, tanto no aspecto técnico, como nos aspectos econômicos, jurisdicionais, institucionais, políticos e administrativos. A seqüência sugerida para essa etapa é a seguinte:

- inventário regional dos recursos naturais, em especial dos recursos hídricos;
- inventário socioeconômico regional; e
- inventário das atividades econômicas regionais.

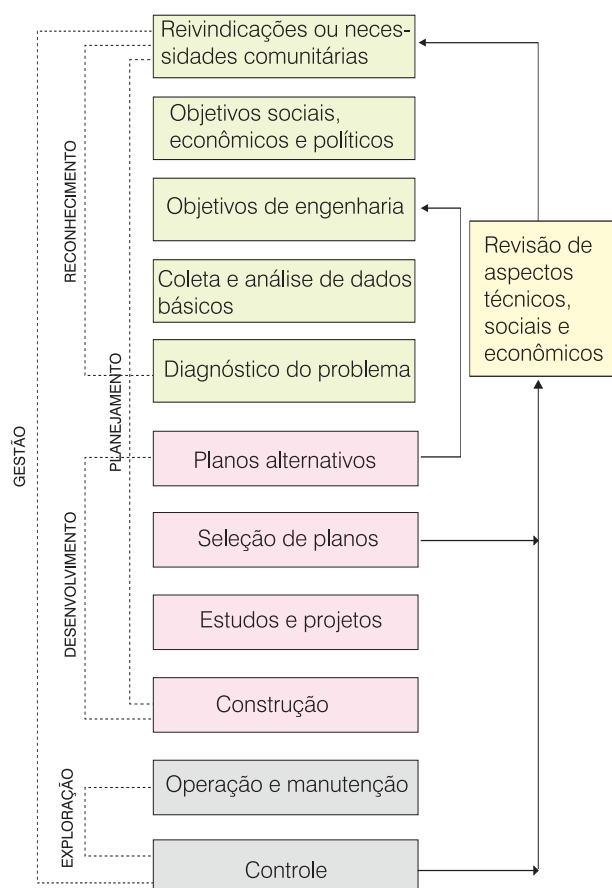
**Desenvolvimento** - corresponde a uma fase intermediária, abrangendo um largo período de atividades, desde estudos iniciais para planejamento regional e local, até os detalhes de projetos e construção dos aproveitamentos. O desenvolvimento caracteriza-se por uma fase de intensa campanha de obtenção de informações regionais e de grande quantidade de estudos multidisciplinares, que acabam materializando a concepção dos aproveitamentos e das estruturas organizacionais requeridas, seguindo-se a implantação física dos mesmos, levando em conta, após detida análise, os aspectos econômico-financeiros e sociais. Sugere-se a seguinte seqüência para essa etapa:

- estudos de planejamento em níveis nacional, regional e local dos recursos hídricos e naturais (como subcomponentes do planejamento do desenvolvimento econômico);
- estudos de sistemas de aproveitamento de recursos hídricos;
- projetos de componentes do sistema de aproveitamento de recursos hídricos;
- construção dos componentes do sistema de aproveitamento de recursos hídricos.

Portanto, essa etapa engloba todas as fases de engenharia de projeto (viabilidade, planos diretores, planos setoriais, planos detalhados, projetos básicos e projetos executivos) e engenharia de construção.

**Exploração** - corresponde à fase final, que inclui atividades seguidas de operação, manutenção e controle dos projetos e obras, e envolve reformulações de planos e programas implantados ou em implantação. Modernamente, concebe-se que a gestão dos recursos hídricos deve iniciar-se junto com o planejamento do seu desenvolvimento. A defasagem que costuma existir entre essas atividades é a responsável pela má definição dos objetivos, provocando uma defasagem entre a concepção e a implantação (figura 7.5.5).

Entre os erros mais cometidos nas diversas etapas, que acarretam um grande número de insucessos no aproveitamento dos recursos hídricos, podem ser citados os seguintes:



**Figura 7.5.5** - Inter-relacionamento das etapas e atividades de reconhecimento, desenvolvimento, exploração, planejamento e gestão.

- quantidade insuficiente de dados ou má distribuição dos mesmos;
- falta de critério na abordagem do problema, dando-se ênfase a determinados aspectos em detrimento de outros (por exemplo, entre informações de quantidade e de qualidade da água);
- relativa escassez de estudos de apoio ao diagnóstico (em especial os socioeconômicos e climatometeorológicos).

## Aspectos Institucionais e Legais

As águas subterrâneas devem estar, por princípio lógico, regidas pela mesma entidade institucional que administra os demais recursos hídricos, tanto meteóricos como de escoamento superficial, porque no ciclo hidrológico essas três componentes são indissociáveis. Apesar da administração dos recursos hídricos ser de competência do governo, diversas organizações são, geralmente, envolvidas, criando conflitos de uso, muitas vezes, de difícil solução, sobretudo, nas águas superficiais. As organizações envolvidas no gerenciamento dos recursos hídricos são as seguintes:

- órgãos do governo;
- grupos particulares de empresas;
- grupos de cidadãos;
- representações trabalhistas de classe, sociedades civis organizadas etc.

Estas organizações interagem-se entre si e se adaptam a mudanças ambientais, algumas vezes colaborando entre si, e algumas vezes disputando, competindo e gerando conflitos. Os conflitos podem ser provocados pelas conjunções de fatores circunstanciais e de tendências definidas. Os principais fatores circunstanciais e imprevisíveis são:

- ocorrência de fenômenos meteorológicos excepcionais;
- compromissos políticos individuais assumidos;
- má administração pública.

As principais tendências previsíveis são:

- crescimento urbano;
- crescimento de demandas;
- preservação do meio ambiente;
- desejo de lazer;
- desenvolvimento econômico local.

Esses fatores e tendências interagem nos componentes institucionais existentes, a exemplo do fluxo ilustrado na figura 7.5.6. No Brasil, o gerenciamento dos recursos hídricos vem sendo executado em vários níveis: nacional, regional, estadual e municipal.

Em nível nacional, foi criado um ministério específico que trata, entre outros assuntos, dos recursos hídricos, através de uma Política Nacional de Recursos Hídricos aprovada no âmbito do legislativo. De acordo com essa política, os recursos hídricos têm como unidade de planejamento a bacia hidrográfica, que pode ser estadual, quando pertencer inteiramente a um determinado estado federativo, ou nacional, quando cortar ou dividir dois ou mais estados.

Regionalmente, existem os órgãos que planejam e executam ou apenas planejam ou executam ações relacionadas ao uso dos recursos hídricos. Dentre eles podem ser citados: a Codevasf - Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e do Parnaíba, Sudene - Superintendência do Desenvolvimento do Nordeste, DNOCS - Departamento Nacional de Obras Contra as Secas, DNAE - Departamento Nacional de Águas e Energia, dentre outros.

No nível estadual, a situação é a mais variada de um estado para outro. Em alguns, existe uma Secretaria de Recursos Hídricos atuando independentemente de um usuário da água ou acoplado a este, como por exemplo Secretaria de Habitação, Saneamento e Recursos Hídricos, ou Secretaria de Recursos Hídricos e Irrigação etc. Em outros, as ações de gerenciamento dos recursos hídricos acham-se diretamente ligadas a

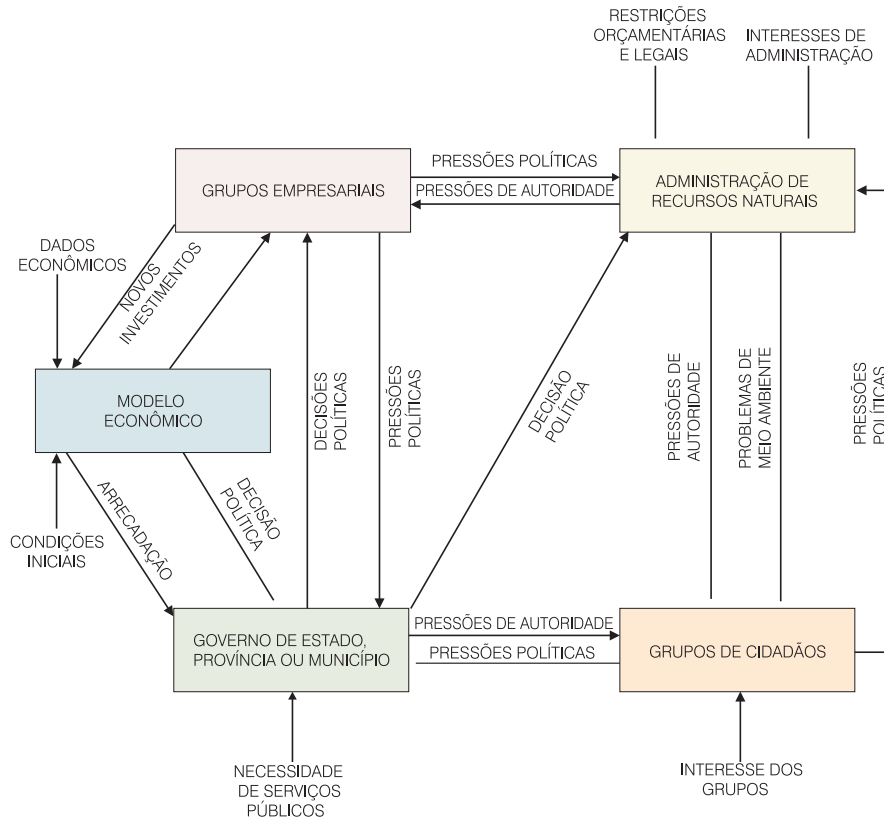


Figura 7.5.6 - Diagrama simplificado de interações institucionais.

uma Secretaria de Planejamento ou dispersas em várias secretarias estaduais, sem qualquer coordenação de planejamento e gestão.

Finalmente, no nível municipal, esse gerenciamento verifica-se através do controle dos serviços públicos de abastecimento de água à população, quer através de reservatórios de águas superficiais (barragens, açudes etc.) ou por intermédio de poços para captação de aquíferos.

Considerando que o principal uso, além de prioritário, é o de abastecimento público às populações, o gerenciamento dos recursos hídricos é de competência estadual e, nesse sentido, os estados do Brasil possuem as suas concessionárias (companhias de capital misto), que são encarregadas da administração dos recursos hídricos, desde a captação, adução, tratamento, reservação e distribuição.

A situação ideal de composição institucional do governo estadual para o gerenciamento dos recursos hídricos, de acordo com Costa (1995), é mostrada na figura 7.5.7. No modelo apresentado nesta figura, as instituições meramente gestoras, no sentido de planejamento, são distintas daquelas usuárias e executoras de obras. A instituição gestora deverá exercer as ações descritas a seguir.

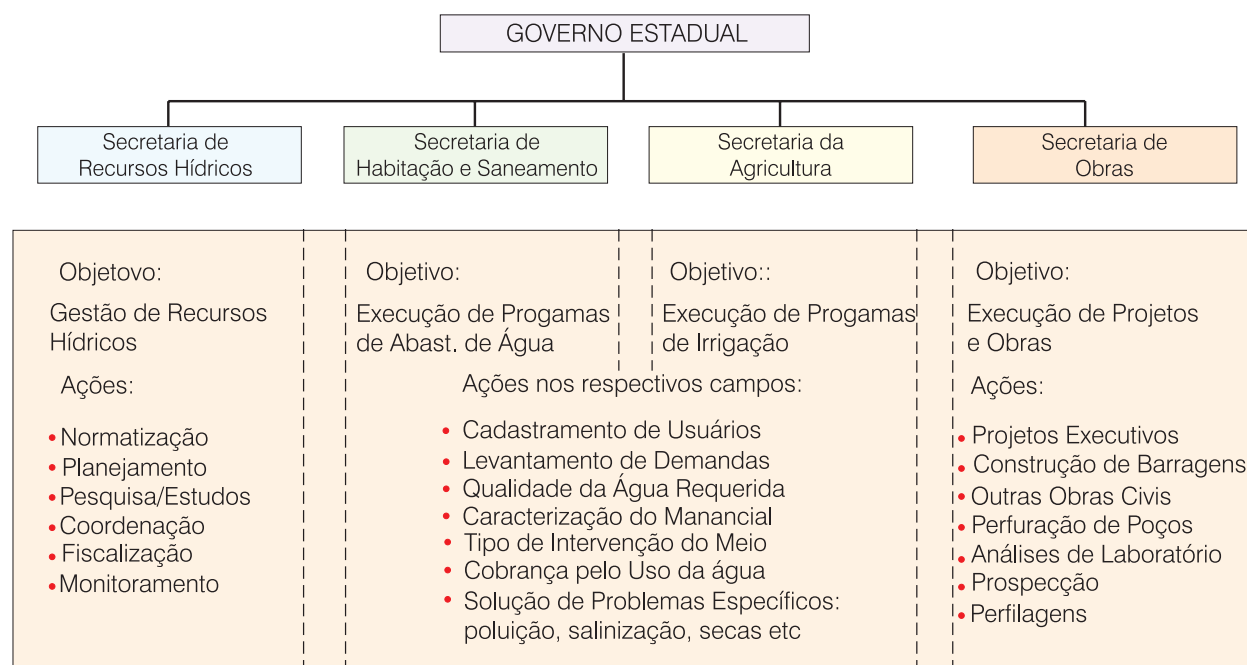
(a) Legislação e normatização de procedimentos visando proteger os mananciais hídricos subterrâneos, tanto qualitativa como quantitativamente. Uma vez aprovadas as leis e regulamentos ao nível governamental, deverão ser elaborados os regulamentos internos pelos

órgãos gestores, a fim de normatizar os procedimentos de outorga e cobrança do uso da água;

(b) Planejamento sobre o aproveitamento integral dos recursos hídricos subterrâneos, tendo em vista os usos múltiplos da água. O planejamento levará em conta as demandas e ofertas, o zoneamento das disponibilidades, o cadastro das obras existentes, os planos e metas para atendimento das demandas em função das ofertas, as previsões de secas e enchentes e os conflitos de uso, dentre outros aspectos específicos;

(c) Programação das ações a serem desencadeadas ao nível executivo. Planos de aproveitamento integrado dos recursos hídricos subterrâneos para atendimento aos planos e metas preestabelecidos, incluindo estudos, projetos e obras governamentais (a execução das obras não seria da alçada da instituição gestora);

(d) Pesquisas e estudos técnicos e econômicos necessários ao planejamento e à gestão dos recursos hídricos subterrâneos, tais como: avaliação de reservas e recursos exploráveis dos aquíferos existentes no estado, zoneamento de disponibilidades dos aquíferos, zoneamento hidroquímico, mapas de vulnerabilidade, focos potenciais de poluição, dentre outros. Pesquisas específicas de interesse regional na exploração de águas subterrâneas são também importantes, como por exemplo: desenvolvimento de tecnologias construtivas de barragens subterrâneas,



**Figura 7.5.7** - Atribuições das secretarias de estado relacionadas ao gerenciamento de recursos hídricos (adaptado de Costa, 1995).

novas metodologias para dessalinização de água, sobretudo para a região semi-árida, tecnologias de desenvolvimento de poços, tecnologia de locação de poços, aplicação de metodologias geofísica, isotópica, termal etc;

(e) Coordenação das ações a serem desenvolvidas no campo dos recursos hídricos subterrâneos e inseridas no Plano Estadual de Recursos Hídricos. Dentre essas ações, destacam-se a concessão de outorga pelo uso da água, a administração dos conflitos de uso, o controle previsional meteórico, a licitação para realização de estudos e pesquisa e outras ações de natureza administrativa nas áreas não executivas;

(f) Fiscalização sobre todas as ações realizadas pelos órgãos executores, sobretudo a perfuração de poços tubulares e outras intervenções no meio aquífero (poços amazonas, poços com drenos ou galerias, barragem subterrânea etc.);

(g) Monitoramento sobre os aquíferos e poços, a fim de evitar o surgimento ou agravamento de problemas de superexploração, poluição, salinização, dentre outros.

Por sua vez, as **instituições executoras** (de projetos e obras) poderão desempenhar ações em recursos hídricos (superficiais ou subterrâneos), relacionados aos campos a seguir relacionados.

(a) Projetos executivos ou construtivos referentes a obras específicas de captação, reservação, tratamento e distribuição da água, tais como: barragens superficiais, caixas d'água, chafarizes, estações de tratamento de água, perfurações de poços, barragens subterrânea etc;

(b) Construção de barragens superficiais ou subterrâneas, açudes e implúvios, assim como de obras civis ligadas aos recursos hídricos, como reservatórios, sistema de irrigação, sistema de tratamento de água, rede de distribuição urbana etc.;

(c) Perfuração de poços tubulares profundos ou rasos, inclusive poços amazonas ou cacimbões;

(d) Análises laboratoriais de qualidade físico-química e bacteriológica da água, de propriedades físicas de solos (ensaios geotécnicos) etc;

(e) Prospecção geofísica ou geoquímica, visando a definição de áreas mais favoráveis à exploração de águas subterrâneas;

(f) Perfilagens geofísicas de poços, inclusive os métodos mais avançados de "endoscopia de poço" (*TV bore hole*), uso de traçadores etc.

As empresas encarregadas da administração da água para determinado uso, isto é, as empresas ligadas ao usuário da água, tais como as concessionárias de abastecimento de água e saneamento urbano, as ligadas ao uso da água para irrigação, relacionadas ao setor de geração de energia, ou qualquer outro uso consuntivo ou não consuntivo da água, desempenham atividades com enfoques específicos do usuário, tais como:

- cadastramento do usuário;
- demanda específica;
- qualidade da água requerida;
- característica do manancial hídrico a ser utilizado;
- intervenções no meio físico (tipo de obra);
- problemas relacionados à cobrança pelo uso da água;





- Geologia (Hidrogeologia, Hidrogeotecnia, Hidrogeoquímica, Pedologia etc);
- Engenharia (Hidrologia, Hidráulica, Engenharia de Recursos Hídricos, Engenharia de Meio Ambiente e Sanitária);
- Economia (de Recursos Hídricos, de Recursos Naturais, de Meio Ambiente);
- Direito (da Água, do Usuário e das Comunidades);
- Administração (de Recursos Hídricos, de Bacias Hidrográficas).

Quanto aos aspectos jurídicos/legais, os recursos hídricos como um todo e as águas subterrâneas, em particular, são regidos no Brasil pela Lei nº 9.433, aprovada em 8 de janeiro de 1997, que instituiu a Política Nacional de Recursos Hídricos e criou o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos – SINGREH. Essa lei apresenta como diretrizes: que a água é um bem econômico; de domínio público; o uso prioritário é para consumo humano; tenha uso múltiplo, o gerenciamento seja feito por bacia hidrográfica e a gestão seja descentralizada e participativa. Dentre outros, estabelece os instrumentos de gestão e destaca que as águas subterrâneas estão sujeitas à outorga. Apesar do conceito – recursos hídricos – também incluir os recursos hídricos subterrâneos, é claro o tratamento superficial da lei. Não deixa claro as questões subterrâneas e não há indicação do tratamento das províncias hidrogeológicas em relação as bacias hidrográficas.

O Projeto de Lei 7.127/86, que versa sobre a proteção ao uso das águas subterrâneas, jamais foi aprovado pela Câmara Federal, para que se criasse uma legislação própria das águas subterrâneas ao nível federal. Resta a possibilidade de se criar legislação no nível estadual, o que já ocorre em alguns estados do Brasil.

Segundo a Constituição Federal, aprovada em outubro/88, os recursos hídricos superficiais e subterrâneos pertencem ao Estado e não mais ao proprietário da terra que os contém, conforme dispunha a anterior Constituição. O Art. 26 dispõe claramente que: *“Incluem-se entre os bens do Estado: I - as águas superficiais ou subterrâneas, fluentes, emergentes e em depósito...”*. Por outro lado, dispõe o Art. 22 da mesma Constituição, que: *“Compete exclusivamente à União legislar sobre: ...IV - águas, energia, informática...”*.

Em função dessa exclusividade de competência legislativa, os estados vêm sendo impedidos de criar a sua própria legislação para controle do uso das águas subterrâneas, apesar de pareceres de alguns juristas de que o Art. 24 da própria Constituição, pelo qual *“Compete à União, aos Estados e ao Distrito Federal legislar concorrentemente sobre: ... VI - florestas, caça, pesca, fauna, conservação da natureza, defesa do solo e dos recursos naturais, proteção do meio ambiente e controle da poluição”*, daria ampla cobertura para os estados exercitarem o seu poder de legislar sobre essa matéria.

A ausência de uma lei específica para controle qualitativo e quantitativo da exploração das águas subterrâneas vem causando grandes prejuízos, às vezes irreversíveis, aos aquíferos regionais e locais, dentre os quais podem ser citados: superexploração com riscos de exaustão e de salinização; poluição e salinização de aquíferos em áreas urbanas, sobretudo em bacias sedimentares costeiras; desperdício de águas em poços jorrantes, que vêm despejando imensos volumes de água na superfície, sem qualquer utilização; interferências de poços entre si em áreas densamente exploradas, dentre outros.

A Lei 9.433, que estabeleceu o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos também interferiu na exploração das águas subterrâneas e é de grande importância para regulamentação da outorga do uso da água e da cobrança ao usuário, além de definir outros parâmetros exploratórios de grande importância.

## Estágios de um Planejamento Hídrico

O planejamento hídrico obedece a uma série de estágios ou níveis, desde o mais genérico ao mais detalhado, numa escala de diminuição de amplitude geográfica e aumento de detalhamento específico. Podem ser distinguidas as seguintes categorias de estágios, de acordo com Tucci (1993): política de Recursos Hídricos; plano de enquadramento dos Recursos Hídricos; estudo de pré-viabilidade ou plano diretor; estudos de viabilidade; projeto básico; e projeto executivo.

**Política de Recursos Hídricos** - o propósito de uma política é o estabelecimento de princípios doutrinários e diretrizes gerais de planejamento visando à coordenação das intervenções a serem implementadas. Os seguintes elementos poderão constar de uma Política:

- avaliação das demandas, sob um ponto de vista amplo;
- hipotetização das metas e objetivos do planejamento;
- identificação de problemas e oportunidades, nos quais o uso e controle dos recursos hídricos são fatores básicos para dar atendimento às metas planejadas;
- recomendação de metas e objetivos de planejamento;
- recomendação de decisões políticas;
- coordenação de prioridades;
- revisão de programas existentes ou propostos para dar atendimento às metas de planejamento;
- compatibilização preliminar da Política de Recursos Hídricos com a Política Ambiental;
- proposta do Sistema de Gerenciamento Integrado dos Recursos Hídricos.

### Plano de Enquadramento dos Recursos Hídricos

- este documento deve identificar as necessidades e anseios sociais, os problemas regionais do setor dos recursos hídricos ou de algumas de suas funções, executar avaliações preliminares, apresentar um inventário dos dados e informações básicas existentes e recomendar investigações para aquelas sub-regiões que requeiram análises mais detalhadas. É, também, o momento adequado para realização de estudos de impacto ambiental, que avaliem a compatibilização dos Planos com os Zoneamentos Ecológico-Econômicos, ou outros documentos relacionados com o estabelecimento de restrições gerais à apropriação dos recursos ambientais, dentro de uma visão regional. Os principais elementos que devem constar de um plano de enquadramento são os seguintes:

- inventário e avaliação preliminar das informações disponíveis;
- avaliações e projeções preliminares dos usos de água e demandas ambientais;
- avaliação preliminar das disponibilidades hídricas e de solo;
- avaliação do Sistema de Gerenciamento de Recursos Hídricos existente;
- inventário do estudo presente de desenvolvimento e apropriação dos recursos hídricos;
- inventário geral dos meios disponíveis para satisfação das necessidades;
- avaliação preliminar das soluções alternativas para atendimento às metas de planejamento;
- identificação de áreas-problema que necessitem de atenção prioritária; e
- recomendação de ações que possam ser executadas de imediato e daquelas que necessitem de estudos complementares para serem consideradas.

De forma resumida, a tônica desse estágio é dirigida ao inventário de informações, meios disponíveis, soluções alternativas e áreas prioritárias para ações imediatas. São recomendados estudos complementares sobre aspectos relevantes a respeito dos quais existem informações insuficientes.

**Estudo de Pré-viabilidade ou Plano Diretor** - este estágio de planejamento consiste na avaliação das necessidades e anseios sociais, de uma forma ainda geral, e de medidas alternativas de caráter estrutural e não estrutural para atender às metas de planejamento. Ele constitui-se em um guia para o detalhamento do estudo no estágio seguinte, devendo identificar e recomendar projetos a serem executados por entidades federais, estaduais, municipais e privadas. A ênfase deverá ser dirigida a estabelecer opções de ação a serem executadas no futuro imediato, que se integrarão às opções de ação que serão disponíveis no futuro a longo prazo. Os seguintes elementos poderão constar do plano nesse estágio:

- estimativa das demandas hídricas e ambientais atuais e futuras;
- estimativa das disponibilidades hídrica e de solo;
- avaliação preliminar das alternativas de gerenciamento da quantidade e qualidade de água;
- estimativas preliminares de custos, benefícios e conseqüências de medidas e projetos alternativos;
- comparação de alternativas;
- reflexão sobre ações a serem executadas de imediato e de projetos a serem executados no futuro;
- recomendação de ações a executar de imediato e no futuro, incluindo a seleção de projetos e medidas a serem detalhadas no estágio seguinte.

**Estudo de Viabilidade** - o propósito desse estágio é o de permitir a decisão sobre quais projetos e medidas, estruturais e não estruturais, serão executados. O detalhamento das análises deverá permitir estabelecer se uma dada alternativa poderá ser implementada, a que custo, se existirão recursos orçamentários para sua implementação (análise financeira), os propósitos e usos que a alternativa atenderá e em que escala e, finalmente, as conseqüências benéficas e adversas de sua implantação (análises econômica e de impactos ambientais ou sociais). Do quadro resultante, será possível a recomendação da alternativa a ser implementada, sob ponto de vista técnico. Os elementos que poderão constar desse estudo, são:

- quantificação de usos específicos de água e de parâmetros ambientais pertinentes;
- quantificação das disponibilidades hídricas e de solo;
- confronto entre demandas e disponibilidades hídricas sob aspectos quantitativos e qualitativos, espaciais e temporais;
- preparo de projetos preliminares e estimativas de custos;
- execução de análise econômica, financeira, de impactos ambientais e de impactos sociais;
- comparação entre as alternativas;
- recomendação sob o ponto de vista técnico da alternativa, ou grupo de alternativas, mais adequado.

Após a seleção da alternativa a ser implantada, passa-se à execução de Projetos ou Regulamentos que estabelecerão as obras e medidas a serem adotadas.

**Projeto Básico** - é a fase em que uma obra ou medida não-estrutural, tal como foi concebida no inventário ou estudo de viabilidade, é detalhada e orçada. Isto deverá permitir a elaboração de documentos de licitação da construção da obra e de fornecimento de equipamentos e sua montagem, ou

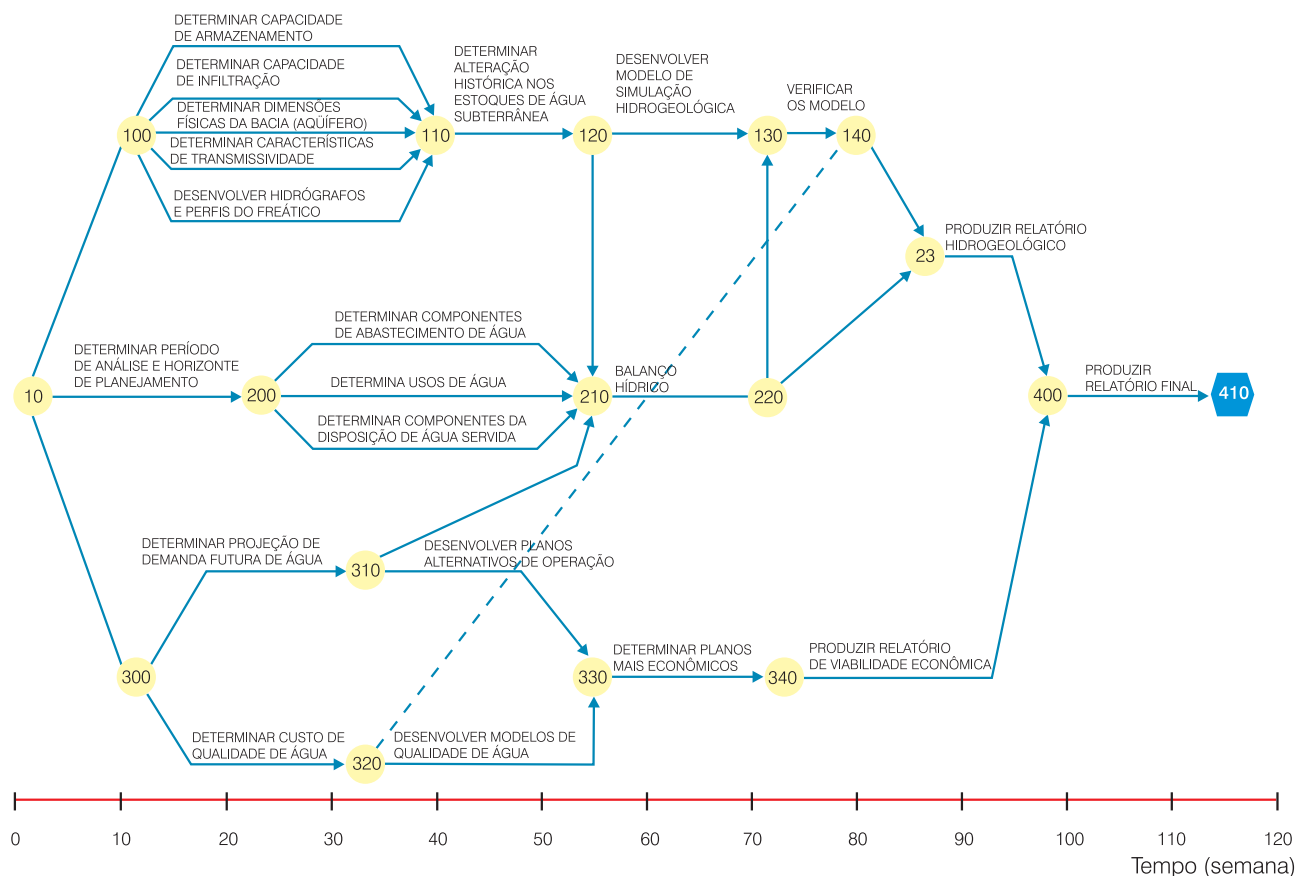


Figura 7.5.9 - Diagrama PERT do planejamento de recursos hídricos subterrâneos (Internacional de Engenharia S/A, 1977).

de contratação de serviços diversos. É a fase em que deverão ser preparados os Relatórios de Impacto no Meio Ambiente (RIMA).

**Projeto Executivo** - é a etapa final de planejamento, onde são processados os desenhos de detalhamento das obras civis e dos equipamentos, necessários à sua execução e montagem, respectivamente.

O planejamento de um estudo pode ser representado por diagramas (PERT ou outro), como no exemplo apresentado na figura 7.5.9, do planejamento de um programa de avaliação hidrogeológica.

## Referências

ALLER, I. et. al. **Drastic, a standardized system for evaluating groundwater pollution potential using hydrogeologic setting**. Ada, Oklahoma: U.S. Environmental Protection Agency - EPA, 1987. 155 p. (Report EPA 600/2-87-035)

BASTOS, C. R. et. al. Evaluation of groundwater potential pollution sources in the State of São Paulo-Brazil. In: INTERNATIONAL SEMINAR OF POLLUTION, PROTECTION AND CONTROL OF GROUNDWATER, 1990, Porto Alegre. **Proceedings...** Porto Alegre: ABAS; ABES, 1990. 262 p., p.122-129.

BRANCO, S. M. **Poluição: a morte dos nossos rios**. 2. ed. São Paulo: ASCETESB, 1984. 166 p.

BRANCO, S. M. et al. **Hidrologia ambiental**. São Paulo: Ed. da Universidade de São Paulo, 1991. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos, v. 3).

BRASIL. Superintendência de Desenvolvimento do Nordeste. **Plano de Aproveitamento Integrado dos Recursos Hídricos do Nordeste do Brasil: fase I - Recursos Hídricos I - Águas subterrâneas**. Recife, 1980. (Recursos Hídricos I : águas subterrâneas, v. 7).

CASTANY, G. **Traité pratique des eaux souterraines**. 2. ed. Paris: Dunod, 1967. 661 p.

CONKLING, H. Utilization of groundwater storage in stream system development. **Transactions Am. Soc. Civil Engineers**, [S.l.], n. 111, p. 275-305, 1946.

COSTA, W. D. Gerenciamento de recursos hídricos subterrâneos. In: WORKSHOP SOBRE GERENCIAMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS, 1995, Salvador. **[Trabalhos apresentados...]**. Salvador, 1995. 13 p.

CUSTODIO, E. Gestión y protección del agua subterránea. In: CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDROLOGÍA SUBTERRÂNEA, 2. , 1994, Santiago do Chile. **Memorias...** Santiago: ALHSUD, 1994. 3 v.

CARRERA, J. Aspectos generales sobre la contaminación de las aguas subterráneas. **OP**, v.13, p. 96-112, 1989.

CUSTODIO, E.; LLAMAS, M. R. **Hidrología subterránea**. 2. ed. Barcelona: Omega, 1983. 2 v.

DEBSKI, K. Méthode empirique d'évaluation des débits des crues probables. In: ASSOCIATION INTERNATIONALE D'HYDROLOGIE SCIENTIFIQUE. **Assemblée Générale de Toronto: 1957**. Gentrugge, Bélgica, 1957. Publ. N. 45, tomo III, p. 324-325.

FOSTER, S. S. D.; VENTURA, M.; HIRATA, R. **Contaminación de las aguas subterráneas: un enfoque ejecutivo de la situación en America Latina y el Caribe en relación con el suministro de agua potable**. Lima, Peru: OMS; OPS; CEPIS, 1987. 42 p., il. Technical Report.

HIRATA, R. C. A. et al. Groundwater pollution risk and vulnerability map of the São Paulo State-Brazil. In: INTERNATIONAL SEMINAR OF POLLUTION, PROTECTION AND CONTROL OF GROUNDWATER, 1990, Porto Alegre. **[Proceedings...]**. Porto Alegre: ABAS; ABES, 1990. 262 p., p. 236-246.

IBGE. **Anuário Estatístico de 1991**. Rio de Janeiro: 1991.

INTERNACIONAL DE ENGENHARIA. **Planejamento de Recursos Hídricos – Recife, PE**. Recife, 1977.

LOHMAN, S. W. Groundwater hydraulics. **U.S. Geological Survey. Professional Paper**, Washington, n. 708, p. 1-70, 1972.

MEINZER, O. E. Quantitative methods of estimating groundwater supplies. **Bulletin of the Geological Society of America**, Washington, v. 31, n. 2, p. 329-338, June 1920.

REBOUÇAS, A. C. Water Crisis: facts and myths. **Anais da Academia Brasileira de Ciências**, Rio de Janeiro, v. 66, supl. 1, part 1, p.135-147, 1984.

PARANÁ (Estado). Secretaria de Planejamento Orçamento e Coordenação da Presidência da República. **Projeto Áridas: uma estratégia de desenvolvimento sustentável para o Nordeste - versão preliminar**. Curitiba, 1994.

TUCCI, C. E. M. (Org.) **Hidrologia: ciência e aplicação**. Porto Alegre: Editora da Universidade; ABRH, 1993. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos, v. 4).

VAN DER HEIJDE, P. ; Y. BACHMAT, J. ; BUDEHOEFT. **Groundwater management: the use of numerical models**. 2. ed. Washington: American Geophysical Union, 1985. (Water Resources Monograph, 5).

WALTON, W. C. **Groundwater resource evaluation**. New York : McGraw - Hill, 1970. 664 p. (Series in Water Resources and Environmental Engineering).

## Capítulo 7.6

## SISTEMAS DE INFORMAÇÕES EM ÁGUAS SUBTERRÂNEAS

Frederico Cláudio Peixinho  
Josias Barbosa de Lima

## 7.6.1 Introdução

A humanidade, no seu processo evolutivo, teve períodos que mudaram substancialmente o indivíduo e a sociedade, caracterizados pelas eras agrícola, industrial e da informação. Hoje, vivencia o que se denomina a Era do Conhecimento, onde a informação constitui-se no elemento mais importante e transformador da vida das pessoas e das organizações.

Nos dias atuais, existe a necessidade de constantes modificações das estratégias organizacionais, adequando-as às rápidas transformações dos cenários, face ao ambiente cada vez mais competitivo e globalizado. Dentro dessa perspectiva, os sistemas de informações desempenham um papel estratégico, pois aquilo que é gerado por eles, ou seja, a informação, passa a ser fundamental para a gestão dos negócios.

Para acompanhar a velocidade de tais mudanças, as organizações devem ser cada vez mais flexíveis, revisando permanentemente seus processos. No entanto, para que se tenha sucesso nessa revisão, é imprescindível a visão e o conhecimento da empresa como um todo, o que permite identificar a existência de diversos sistemas e subsistemas, bem como a interdependência e a inter-relação entre eles. Além disso, devem ser levados em consideração outros fatores, como a missão e cultura da organização.

Os avanços atuais na área de tecnologia de informação, envolvendo o enlace entre dados, um recurso estratégico, *softwares* inteligentes, *hardwares* cada vez mais compactos e poderosos, e tecnologia de comunicação mais presente, contribuem positivamente para a materialização das estratégias de negócio.

Destes quatro recursos (dados, *hardware*, *software* e comunicação), os dados são os que requerem maiores cuidados do ponto de vista conceitual e metodológico, pois, diferentes dos demais, que podem ser obtidos com facilidade em qualquer ambiente de negócio, os dados apresentam forte fluidez e permeabilidade. Os dados são produzidos na organização e devem ter como requisito forte aderência ao negócio da empresa.

Historicamente, a existência de dados antecede aos sistemas computacionais e este tem sido um fator de resistência para sua utilização compartilhada.

Neste sentido, para que se adotem decisões confiáveis e seguras, um grande esforço de harmonização entre as áreas gerenciais e de informática deve ser buscado, bem como o atendimento dos interesses dos usuários, de modo a proporcionar um dado representativo e de elevado benefício ao processo decisório.

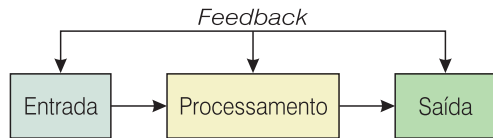
## 7.6.2 Conceitos Básicos sobre Sistemas de Informações

Tarapanoff (1995, p.14) cita Drucker que afirma: “a informação é a ferramenta do Administrador”. Desta afirmação pode-se dizer que a informação é necessária à organização e, sem medo de errar, pode-se dizer que sem informação não existe administração eficaz.

Os sistemas de informação têm um papel relevante nos negócios das organizações. O entendimento da variedade dos sistemas de informações inicia-se pelo conhecimento de seus fundamentos. Nesse sentido, deve-se observar a diferença entre dado, informação e conhecimento. Os dados são os fatos primários; a informação toma os dados e lhes dá uma forma significativa; e o processo de definição das relações entre os dados requer conhecimento. O conhecimento é, pois, o corpo das regras, as diretrizes e os procedimentos que afetam os dados.

O valor da informação está relacionado com a ajuda que ela proporciona aos tomadores de decisão, para que se alcance os objetivos e metas da organização. A informação deve ser precisa, completa, de produção econômica, flexível, confiável, relevante, de fácil compreensão, atual e verificável (Stair, 1998).

Conceitualmente, um sistema de informação é composto por uma série de elementos ou componentes inter-relacionados que coletam (entrada), manipulam e armazenam (processo), e disseminam (saída) os dados e informações, fornecendo mecanismos de *feedback*. A entrada constitui a atividade de captar e reunir novos dados. O processamento compreende a transformação ou conversão de dados em saídas que, por sua vez, compreendem a produção de informações úteis. O *feedback* é a saída utilizada para os ajustes ou modificações nas atividades de entrada e processamento dos dados (figura 7.6.1).



**Figura 7.6.1** - Os componentes de um sistema de informação.

Um sistema de informação é composto por uma série de elementos que interagem para potencializar estratégias com vistas ao alcance de uma meta ou um grupo de objetivos. Os sistemas contêm limites que os separam do ambiente externo ou uns dos outros. O *feedback* é utilizado para acompanhar as suas operações, verificando se o sistema continua atendendo às metas e objetivos.

Os sistemas de informações baseados em computadores, por sua vez, são constituídos de *hardware*, *software*, banco de dados, procedimentos, telecomunicações, pessoas e procedimentos. Estes sistemas de informações vêm evoluindo rapidamente, a partir da década de 50, quando os primeiros dispositivos de computador foram utilizados em negócios para lidar com processamento de transações, elevando exponencialmente sua capacidade de processamento e armazenamento.

Os vários tipos de sistemas de informações incluem: o **sistema de processamento de transações**, que é projetado para lidar com o volume de transações de negócios mais comuns, isto é, problemas rotineiros e bem estruturados, tais como a geração de folha de pagamento; o **sistema de informação gerencial**, que é concebido para atender o administrador na tarefa de cumprimento de metas, provendo o mesmo com relatórios consolidados; o **sistema de suporte à decisão**, que é empregado para dar apoio na solução de problemas específicos e auxiliar na tarefa de simulação e previsão de cenários futuros; e, por fim, o **sistema de informação especialista**, que é utilizado para fornecer consultoria especializada aos tomadores de decisões.

Na Era do Conhecimento, a sociedade está cada vez mais dependente da Tecnologia de Informação. Neste sentido, são necessários especialistas em computadores, sistema de informações e de telecomunicações. O especialista em computadores necessita ter conhecimento sobre sistemas de computação e de como os computadores se relacionam. A formação em sistema de informação requer conhecimento sobre o uso dos dados, informações e estratégias de negócio.

Um sistema de informação eficaz pode ser um diferencial competitivo valioso para uma organização. As empresas de todo mundo têm incorporado este bem intangível ao seu balanço patrimonial, pois o mesmo potencializa a segurança, permite a oferta de melhores serviços, incrementa eficiência e eficácia, reduz custos, aperfeiçoa mecanismos de controle e enriquece o processo de tomada de decisão.

## 7.6.3 Conceitos em Banco de Dados

### Hierarquia dos Dados

Uma das metas de um Sistema de Informação eficaz é fornecer aos tomadores de decisão informações imediatas, precisas e relevantes. A fonte dessas informações está nos bancos de dados, que, devidamente organizados, podem produzir informações significativas.

Os dados são organizados em hierarquia, do menor para o maior elemento. O *bit* é o menor elemento, constituído de um dígito binário. Um *byte* representa uma letra ou número e é composto de 8 *bits*. Um conjunto de caracteres, tal como um nome ou um número, é chamado de campo (um objeto). Uma série de campos relacionados é um registro, enquanto que uma coleção de registros relacionados é um banco de dados. No alto da hierarquia, está o banco de dados, que constitui uma série integrada de registros e arquivos. A figura 7.6.2 ilustra a hierarquia dos dados.

### Entidade, Atributo e Chave de Dados

Entidade, atributo e chave de dados são importantes conceitos na área de banco de dados.

**Entidade** - é uma abstração que engloba pessoas, lugares ou coisas (objetos) para os quais os dados são coletados, armazenados e mantidos (Stair, 2003). Alguns exemplos de entidades são empregados, clientes e estoques.

**Atributo** - é uma característica descrita de uma entidade. Por exemplo, número de matrícula de um empregado, último sobrenome, primeiro nome, data de contratação e número do departamento, são atributos da entidade empregado.

**Chave de dados** - é um campo utilizado para identificar um registro. Uma **chave primária** identifica unicamente este registro. Nenhum outro registro pode

Hierarquia de dados	Exemplo
Banco de dados	Arquivo Poços
Arquivos	2600000001 Serrinha 8988392 706316 2600000002 Irará 9067556 750376
Registros	2600000001 Serrinha 8988392 706316
Campos	Idt_Ponto Campo identificação do ponto
Caracteres (bytes)	1000110 Representação binária de um número

**Figura 7.6.2** - A hierarquia dos dados.

ter a mesma chave. A chave primária é a principal chave utilizada para distinguir registros. O número de matrícula de um empregado, por exemplo, é um bom candidato à chave primária. Se a chave identifica um conjunto de registros correlacionados, então, temos uma **chave secundária**. O último sobrenome e a data de contratação do empregado são exemplos de chaves secundárias. Em alguns casos, é necessário, para localizar registros mediante um critério específico de pesquisa, utilizar uma combinação de chaves secundárias.

### Banco de Dados

Uma visão mais simplista de um sistema de banco de dados é a de que ele corresponde a uma reunião de arquivos de toda a organização em algum tipo de armazenamento magnético, sendo manipulado por um conjunto de programas. Tais programas efetuam operações de manutenção do banco de dados, como adições, exclusões e atualizações de dados, realizam cálculo e regravação de informações mais elaboradas e, também, operações de pesquisas de informações mais complexas para os níveis gerenciais de controle.

Em seu sentido básico, um banco de dados é, simplesmente, um agrupamento de informações relacionadas, organizadas para fácil processamento e recuperação. Os dados reais, em um banco de dados, são armazenados em tabelas, que são semelhantes aos arquivos de acesso aleatório. Os dados, em uma tabela, são organizados em colunas e linhas. As linhas contêm elementos de informações estruturados de forma idêntica, equivalentes aos registros dos arquivos de acesso aleatório. Uma coluna é uma coleção de valores, denominada campo. A figura 7.6.3 mostra como funciona.

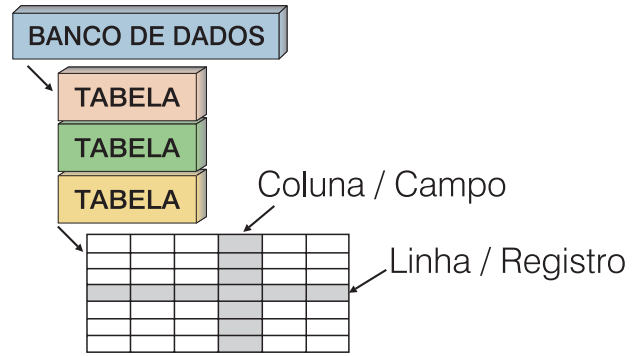


Figura 7.6.3 - Composição simplificada de um Banco de Dados.

### Sistema de Gerenciamento de Banco de Dados

A abordagem tradicional de gerenciamento de dados está associada ao fato das organizações adotarem a prática de produzirem arquivos separados, associados a uma aplicação específica. Esta abordagem de gerenciamento de dados, orientada para arquivos, traz os inconvenientes relacionados com redundância e integridade dos dados.

Em vista disso, surge a necessidade de adotar uma abordagem de banco de dados voltada para este gerenciamento, de modo a controlar o acesso compartilhado de programas aplicativos a um conjunto de dados. A figura 7.6.4 ilustra a abordagem de banco de dados (Stair, 1998). Os benefícios dessa abordagem estão relacionados com a redução da redundância, o aperfeiçoamento na consistência e integridade dos dados, maior facilidade de atualização da base de dados, padronização de acesso ao banco de dados, entre outros.

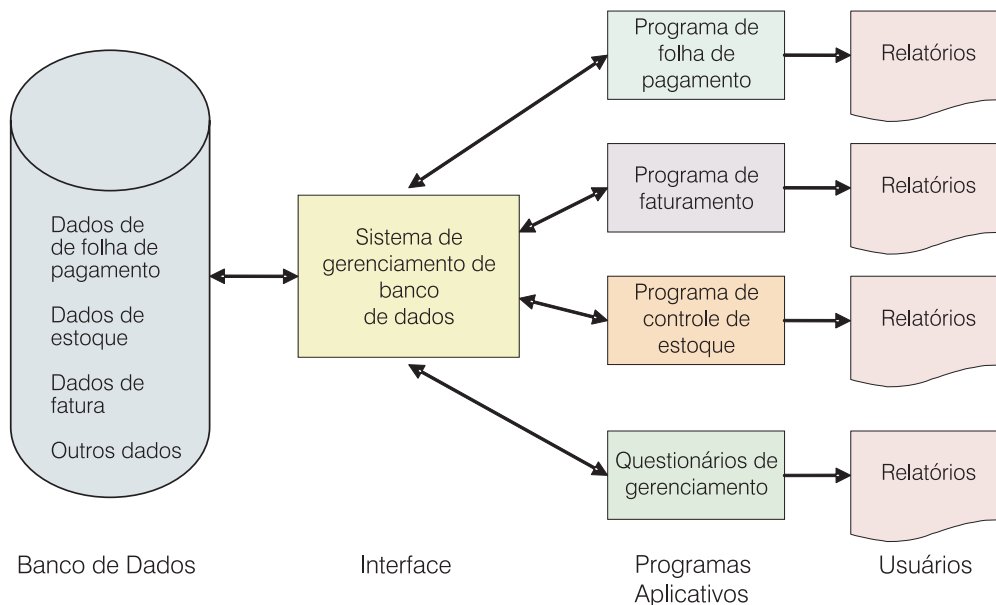


Figura 7.6.4 - O enfoque de banco de dados ao gerenciamento de dados.

O gerenciamento de dados nessa abordagem impõe a utilização de *software* adicional – um Sistema de Gerenciamento de Banco de Dados (SGBD). O SGBD consiste em um grupo de programas que pode ser utilizado como interface entre o banco de dados e um usuário, ou, ainda, um banco de dados e um programa aplicativo. Assim, os programas de aplicação/usuário não têm acesso aos dados do Banco de Dados diretamente. Todas as consultas passam através do SGBD (figura 7.6.5).

Este sistema gerenciador é um mecanismo para manipular dados tabulares com comandos de alto nível. O sistema gerenciador de banco de dados oculta detalhes de baixo nível, como o modo dos dados serem armazenados, e libera o programador para se concentrar no gerenciamento das informações, em vez de nos detalhes de manipulação de arquivos ou na manutenção de vínculos entre eles.

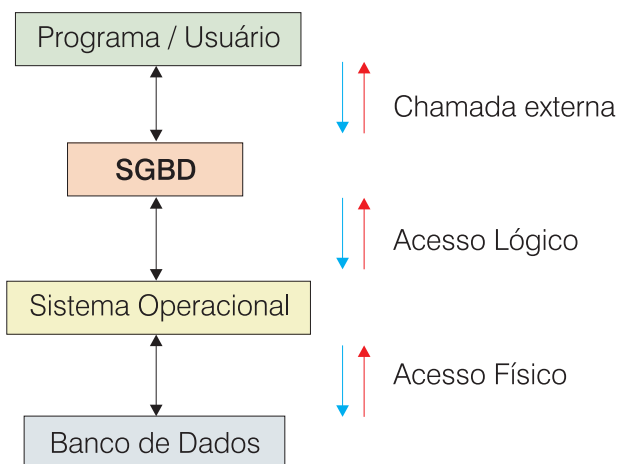


Figura 7.6.5 - Mecanismo de acesso a um Banco de Dados.

### Banco de Dados Relacional

O **modelo de dados relacional** é adequado a ser o modelo subjacente de um Sistema Gerenciador de Banco de Dados (SGBD). Ele se baseia no princípio de que todos os dados estão guardados em tabelas (ou, matematicamente falando, relações), sendo toda sua definição teórica baseada na lógica de predicados e na teoria dos conjuntos. O modelo relacional permite ao projetista criar um modelo lógico consistente da informação a ser armazenada. Este modelo lógico pode ser refinado através de um processo de **normalização**. Um banco de dados baseado no modelo relacional necessita estar inteiramente **normalizado**. A normalização de banco de dados é, geralmente, realizada durante a etapa do projeto, para melhorar a consistência lógica e o desempenho transacional. A seguir, é apresentado um exemplo de estruturação de um banco de dados. Trata-se de um modelo simples de descrições de algumas **entidades** e seus **atributos**.

#### Banco de Dados muito usual em empresas

- **Cliente** (Idt\_Cliente, Nome, Endereço, Cidade, Estado, CEP, Telefone).

#### Banco de Dados de Poços

- **Poço** (Idt\_Ponto, Idt\_Município, Num\_Meridiano, Num\_Utmn, Num\_Utme, ... mais campos...)

A seguir, é mostrado o exemplo acima, estruturado em **Tabela: PONTO** (Tabela principal).

Idt_Ponto	Idt_Município	Num_Meridiano	Num_Utmn	Num_Utme
2600000001	1468	39	8988392	706316
2600000002	1469	39	9067556	750376
2600000003	1469	39	9053887	749072

Uma tentativa de inserção de um novo PONTO com o Idt\_2600000002, por exemplo, representará uma violação ao projeto, pois **Idt\_Ponto** é uma **chave primária** e já existe um ponto com esse número. O **SGBD** rejeitará uma transação como esta e deve acusar um erro de violação de integridade no Banco.

### 7.6.4 Sistema de Informações sobre Recursos Hídricos

A Política Nacional de Recursos Hídricos instituída pela Lei nº 9.433, em 08 de janeiro de 1997, representou um marco institucional na gestão dos recursos hídricos no Brasil. Os seus fundamentos consideram a água como um bem de domínio público, limitado e dotado de valor econômico, sendo que sua gestão deve ser descentralizada, participativa e utilizada de modo a proporcionar o seu uso múltiplo. Entre os instrumentos que compõem a Política Nacional de Recursos Hídricos, merece referência o Sistema de Informações sobre Recursos Hídricos o qual, conceitualmente, se constitui num conjunto de processos envolvendo a coleta, consistência, armazenamento e recuperação de informações sobre recursos hídricos e fatores intervenientes na sua gestão. São princípios básicos de funcionamento do Sistema de Informações sobre Recursos Hídricos:

- I - descentralização da obtenção e produção de dados e informações;
- II - coordenação unificada do sistema; e
- III - acesso aos dados e informações garantido a toda a sociedade.

O objetivo do citado sistema é reunir, dar consistência e difundir informações sobre recursos hídricos, bem como atualizar informações sobre disponibilidade hídrica e subsidiar a elaboração dos planos de recursos hídricos.



A elaboração de planos de recursos hídricos pressupõe a utilização de uma enorme quantidade de dados e informações, que vai desde a informação geográfica geral, até os dados hidrológicos e climatológicos, passando por toda a informação relativa ao uso da água (Cirilo *et al.*, 2000).

A resolução dos problemas relacionados com os recursos hídricos exige uma grande quantidade de dados de mais variada natureza. O estudo de diversas vertentes destes problemas pressupõe a coleta, consistência, tratamento e análise de dados relativos ao meio ambiente, ecossistema, socioeconomia, uso da água, infra-estrutura e até o ordenamento do território. O tipo e natureza dos dados vão desde valores isolados a séries temporais climatológicas e hidrológicas ou informações de diversos temas geográficos. A consistência desse enorme conjunto de dados exigiria grande quantidade de recursos humanos, se fosse feita pelos métodos tradicionais.

Por outro lado, para que o planejamento e a administração dos recursos hídricos sejam feitos de forma racional e dinâmica, torna-se imperiosa a existência de informações sistematizadas e, sobretudo, de sistemas que articulem informações de modo a processá-las para dar subsídios às intervenções porventura necessárias, ou para dar suporte aos sistemas de previsão e controle dos processos hidrológicos (Cirilo *et al.*, 2000). Nesse contexto, o controle da informação hídrica, nesses tempos de globalização, é uma atividade vital para uma gestão eficaz dos recursos hídricos.

Dentre as vantagens mais evidentes do uso de sistema de informações em recursos hídricos, na concepção propugnada na referida Lei, destacam-se:

- gestão otimizada da informação coletada;
- transparência e clareza na troca de dados;
- eliminação da duplicação do trabalho;
- manutenção de base de dados permanentemente atualizada e de fácil acesso;
- promoção de troca de informação e diálogo interinstitucional;
- integração de dados de diferentes áreas; e
- promoção de análise multidisciplinar.

No Brasil, o fomento e a articulação para desenvolvimento e implementação do Sistema de Informações sobre Recursos Hídricos está sob a responsabilidade de um órgão gestor federal, que tem a incumbência de implementar os instrumentos da Política Nacional de Recursos Hídricos, enquanto que nos Estados, são as Secretarias Estaduais que atuam na gestão dos recursos hídricos que dispõem de atribuições similares (maiores detalhes no capítulo 7.5). A natureza federativa do Brasil exige uma grande articulação entre os diversos organismos que atuam na gestão das águas para evitar ações desencontradas e ineficazes, no campo da geração e difusão de informações hidrológicas.

Uma abordagem importante a ser considerada no desenvolvimento do Sistema de Informações sobre Recursos Hídricos, é a abordagem integrada das informações que compõem as diversas fases do ciclo hidrológico (atmosférica, superficial e subterrânea), que se constitui num sistema fechado. Acresce-se ainda, como fator crítico de sucesso, uma concepção de modelo e dicionário de dados padrão, de modo a se tornar um sistema atrativo para diversos usuários, facilitando o acesso e a troca de informações hidrológicas entre as diversas instituições intervenientes em recursos hídricos.

Dentro dessa abordagem é que foi concebido e desenvolvido o Sistema de Informações de Águas Subterrâneas – Siagas, pelo Serviço Geológico do Brasil - CPRM, o qual vem sendo utilizado pelos órgãos gestores estaduais e intervenientes em recursos hídricos subterrâneos no Brasil.

### 7.6.5 Sistema de Informações de Águas Subterrâneas – Siagas

O Siagas tem como objetivo coletar, recuperar, consistir, armazenar e difundir dados e informações, para dar suporte às atividades de pesquisas, estudos, planejamento e gestão dos recursos hídricos subterrâneos. O sistema gerencia, atualmente (2008), mais de 150.000 registros de poços tubulares armazenados na sua base de dados nacional. O Siagas interage facilmente na importação e exportação de dados com os principais Sistemas de Informações Geográficas - SIGs, o que favorece a solução de muitos problemas de recursos hídricos que envolvem a dimensão espacial (Ribeiro, 2008).

Os requisitos relacionados com a normalização do modelo de dados e a padronização do dicionário de dados tornam o Siagas uma ferramenta capaz de manusear grande quantidade de dados com agilidade e confiabilidade, sendo, atualmente, o sistema adotado como referência na maioria dos estados brasileiros.

#### Modelo e Estrutura de Dados

O modelo de dados do Siagas é relacional e normalizado. A seguir, é apresentado um trecho de sua estrutura de dados (figura 7.6.6), mostrando:

- algumas tabelas, com os campos dessas tabelas;
- os relacionamentos entre as diversas tabelas;
- o tipo de relacionamento;
- as chaves primárias e estrangeiras; e
- nomes de tabelas e de campos dessas tabelas.

A estrutura das tabelas do modelo de dados é constituída dos seguintes grupos de informações sobre os poços: dados de localização; dados de

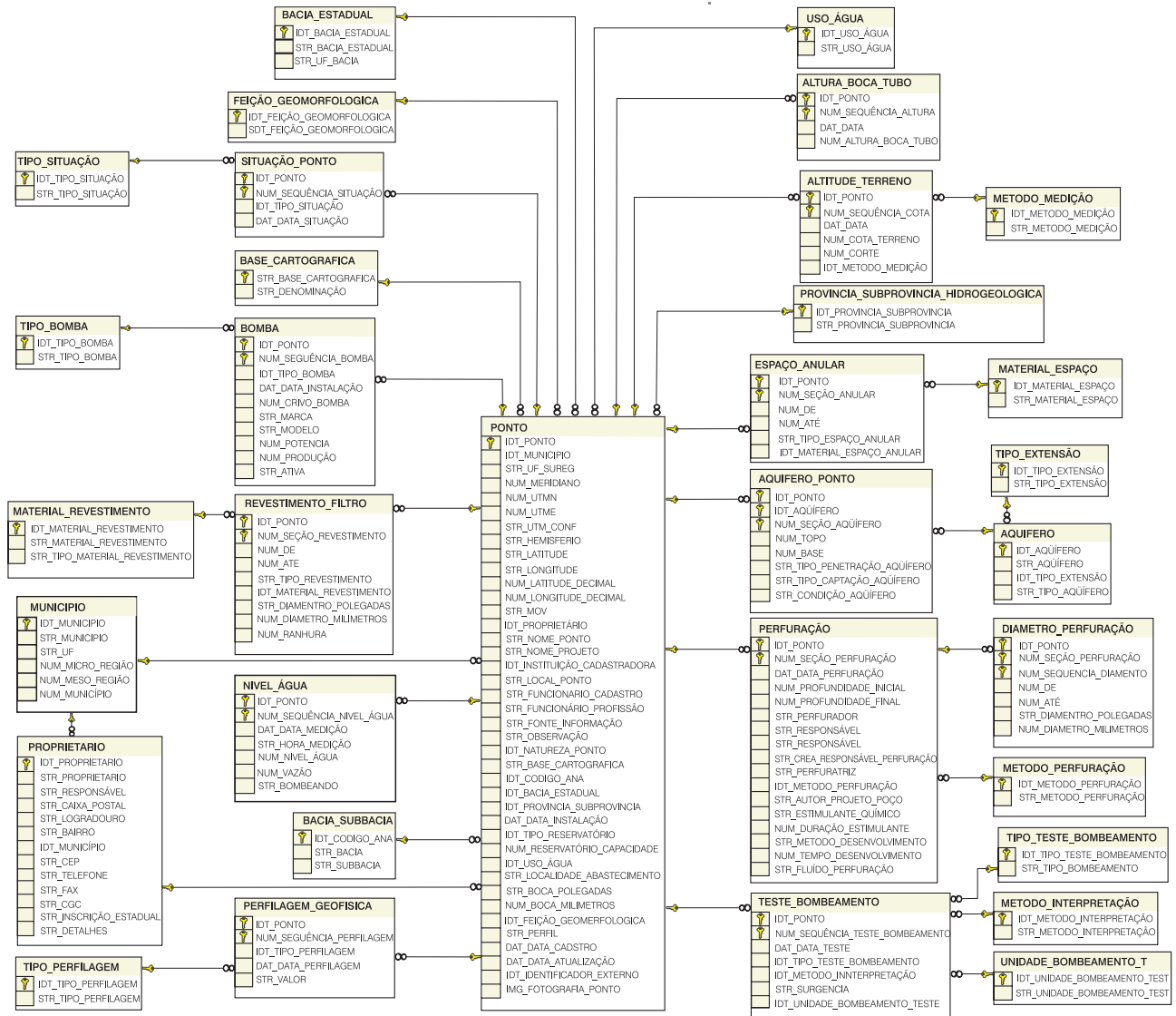


Figura 7.6.6 - Apresentação parcial do modelo de dados do SIAGAS.

identificação; dados de proprietário; dados de cadastramento; dados hidrográficos; dados de exploração; dados construtivos; dados de perfuração; dados de revestimento; dados de filtro; dados de pré-filtro; dados de cimentação; dados de litologia; dados de estratigrafia; dados de aquíferos; dados de perfilagem; dados de testes de bombeamento; dados de análises química e bacteriológica.

## Arquitetura

O Siagas possui uma arquitetura cliente-servidor. No lado do servidor, encontra-se uma base de dados SQL - Server que contém todos os dados alfanuméricos e geográficos. A utilização de um gerenciador SQL para armazenar e gerenciar dados permite um controle rigoroso e rápido das permissões de carga, alteração, exclusão e acesso, o que não seria possível para dados armazenados em arquivos ou em base de dados do tipo Access. Os dados alfanuméricos são armazenados

numa estrutura de tabelas SQL. O modelo conceitual do Siagas, apresentado na figura 7.6.7, tem as seguintes características:

- alimentação e consistência descentralizada de dados;
- acesso local para análise e interpretação dos dados;
- coordenação e armazenamento em depósito central de dados; e
- consulta na web de forma hierarquizada.

## Programas Aplicativos

O Sistema de Informações de Água Subterrânea - Siagas é composto dos seguintes aplicativos:

- Módulo I - Entrada de Dados;
- Módulo II - Consulta na Web; e
- Módulo III - Análise e Interpretação de Dados.



Figura 7.6.7 - Modelo conceitual do SIAGAS.

### Módulo I - Entrada de Dados

O módulo de entrada de dados é um aplicativo de domínio público e uso irrestrito. Trata-se de uma ferramenta de ótima e fácil interface com o usuário, tendo em vista que adota uma metodologia padrão de entrada e acesso aos dados para todos os formulários, incluindo aí as teclas de navegação, fundamentais para alimentação da base de dados e formação da Base Nacional de Poços. A entrada de dados é feita

na forma de tabelas e formulários gráficos e contém um módulo dinâmico de visualização de dados construtivos e litológicos do poço. Esse módulo permite que concomitantemente com a entrada dos dados no banco, haja a criação do perfil construtivo-litológico do poço, possibilitando a consistência do dado. Além disso, esse módulo pode gerar alguns relatórios padronizados. Nas figuras 7.6.8, 7.6.9 e 7.6.10, são apresentadas telas do aplicativo de entrada de dados, mostrando a inclusão de imagens (fotos), a inclusão de imagens de satélite e um perfil construtivo de um poço, e diversos formulários de entrada de dados, respectivamente.

### Módulo II - Consulta na Web

O site de consulta na web permite ao usuário realizar pesquisas hierarquizadas e relacionais, simples e complexas, bem como selecionar áreas (estados, municípios, polígonos, bacias hidrográficas) para visualização espacial dos poços e das informações vinculadas a eles, incluindo o perfil construtivo e litológico. Também permite a seleção de um número limitado de registros para *download*.

As limitações de tecnologia da internet implicam que as capacidades, rapidez de acesso aos dados, facilidades de uso da pesquisas e geração de relatórios sejam mais limitadas que as aplicações *windows*. As aplicações na Internet têm, no entanto, a vantagem de poderem ser utilizadas em qualquer lugar, sem exigirem a instalação de qualquer tipo de *software*.

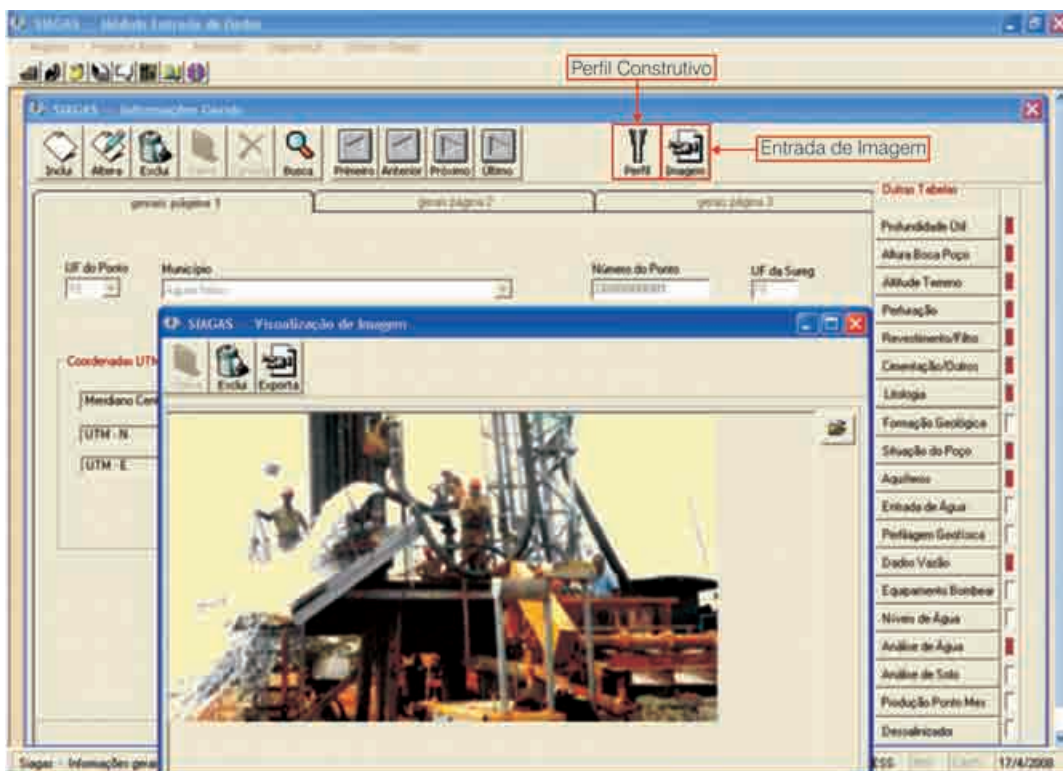


Figura 7.6.8 - Inclusão de uma imagem (fotografia).

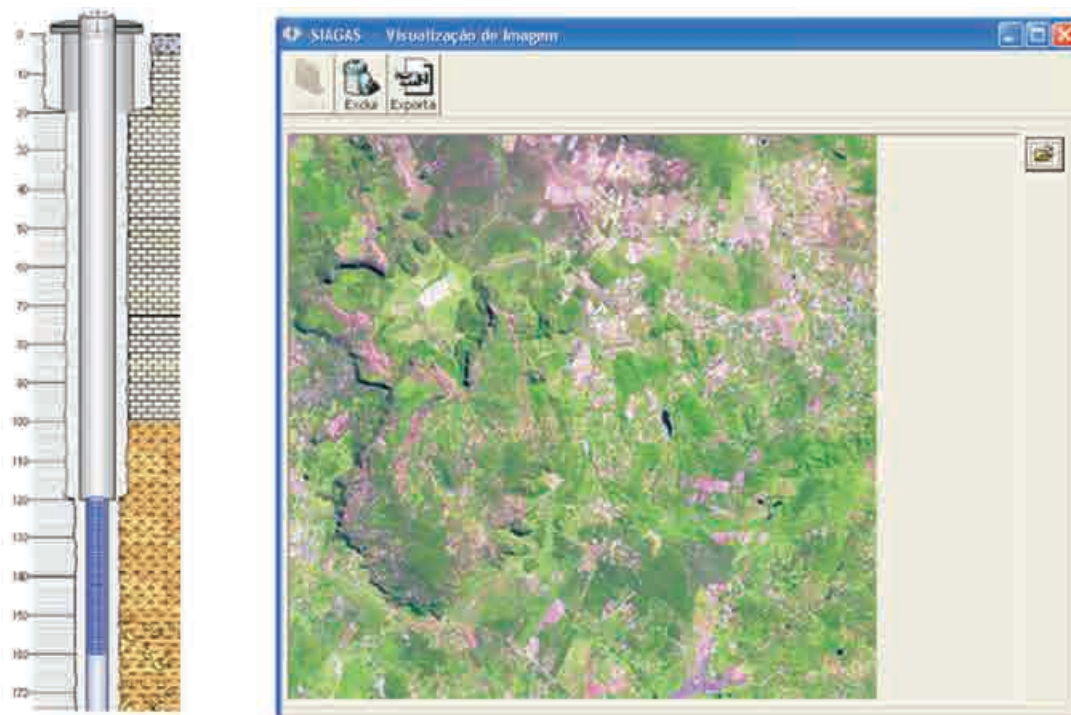


Figura 7.6.9 - Tela mostrando a inclusão de uma imagem e o perfil construtivo de um poço.

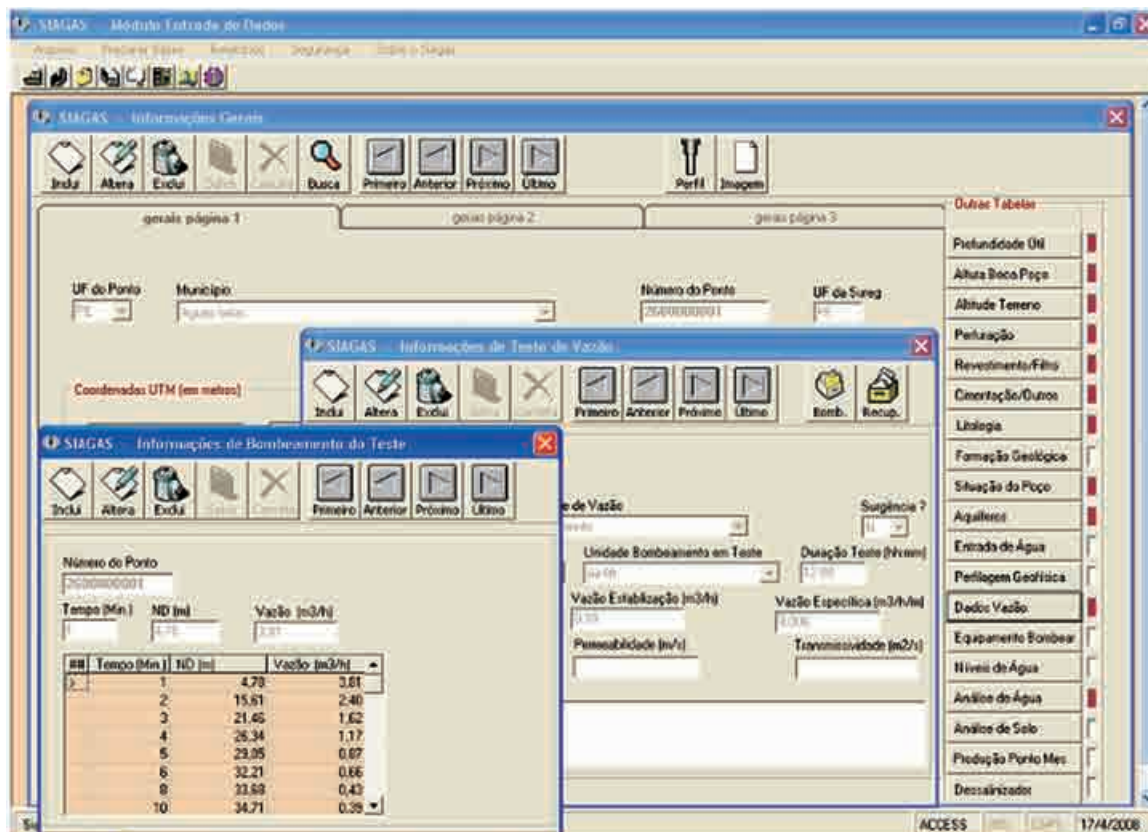


Figura 7.6.10 - Interação do usuário com diversos formulários de entrada de dados.

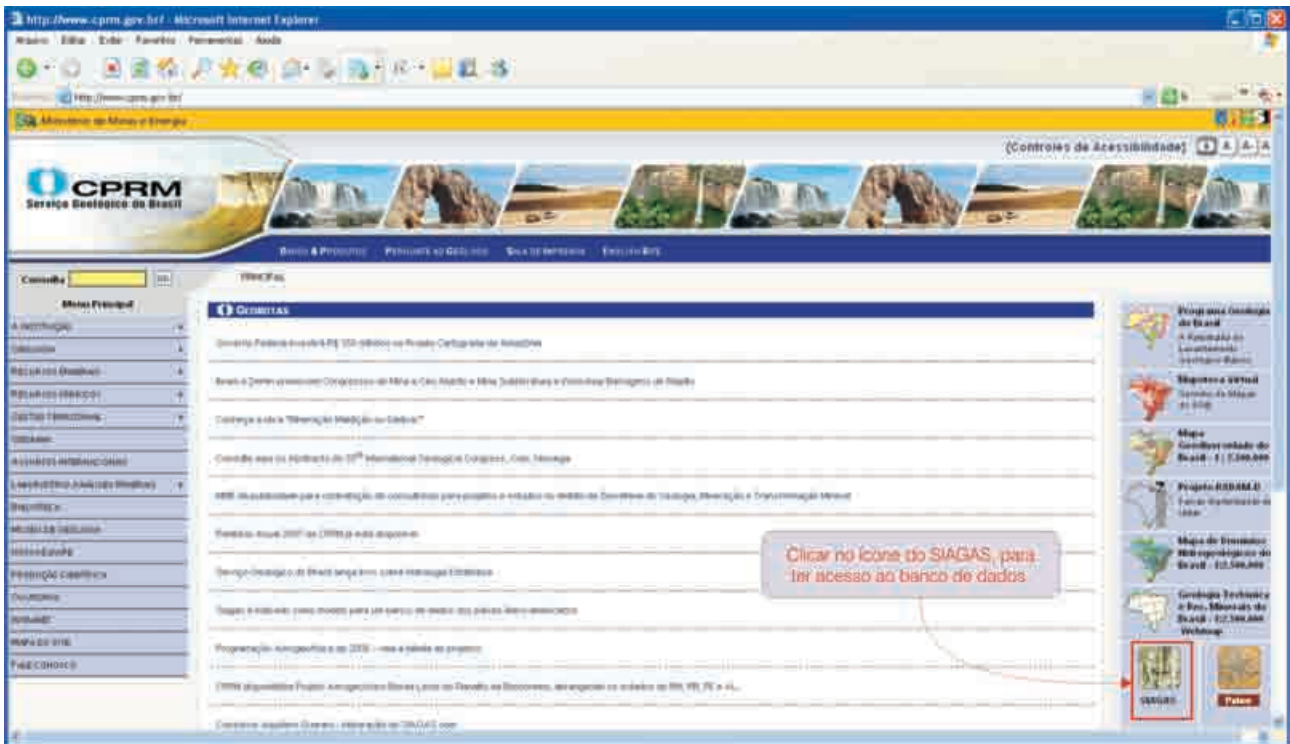


Figura 7.6.11 - Acesso ao SIAGAS através da Home Page da CPRM - (www.cprm.gov.br).

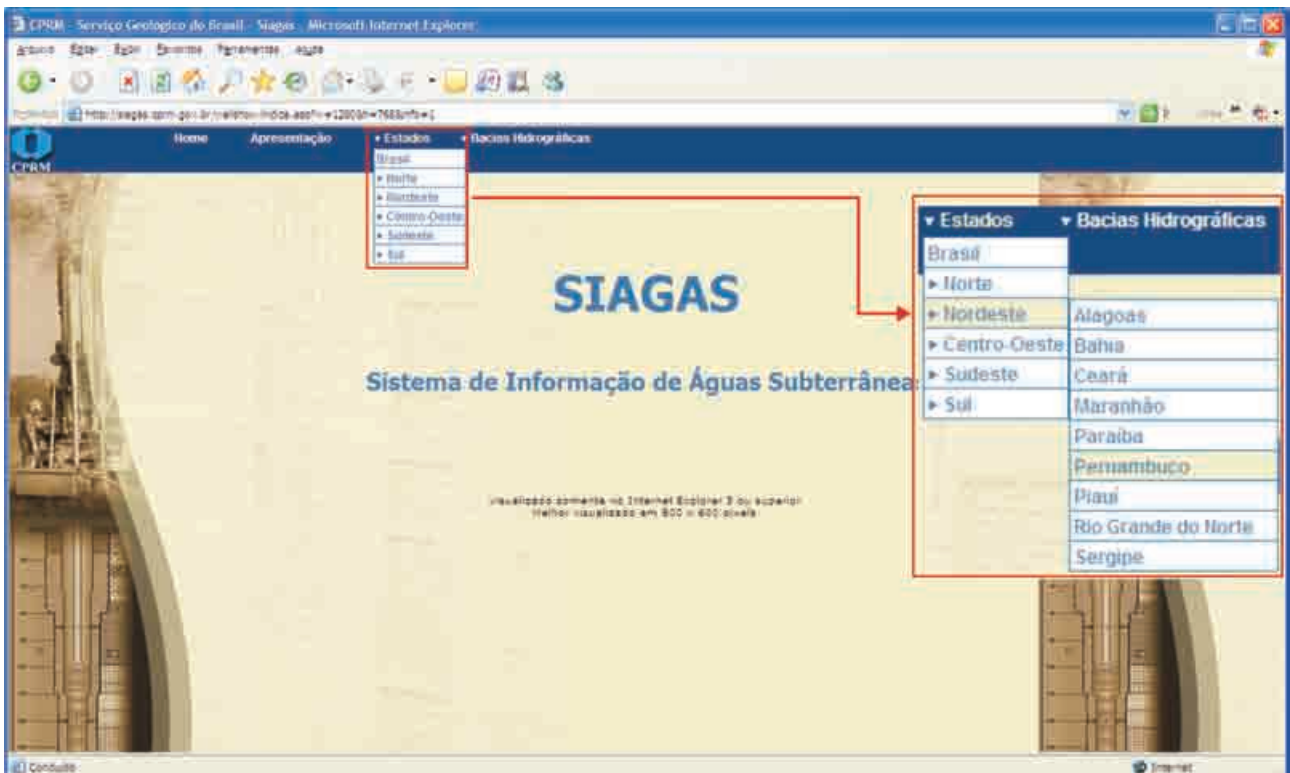


Figura 7.6.12 - Pesquisa, seleção e visualização espacial dos poços, por estado, município, bacia hidrográfica ou por polígono definido por coordenadas geográficas ou UTM.

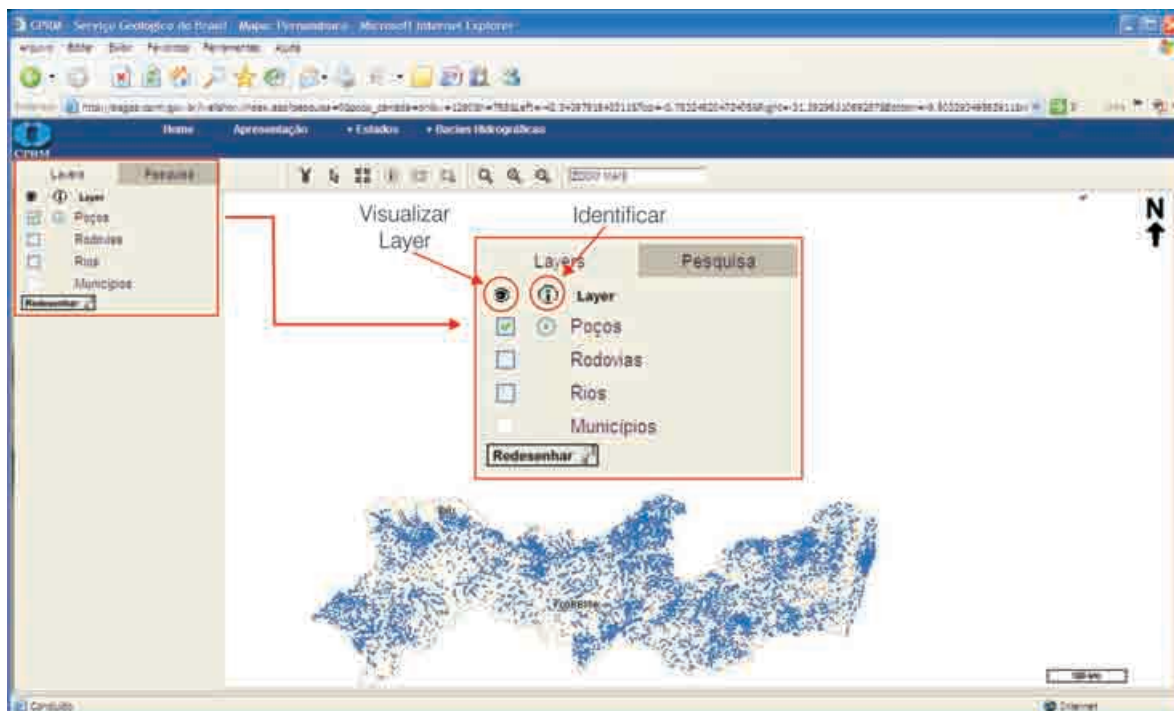


Figura 7.6.13 - Pesquisas simples ou complexas.

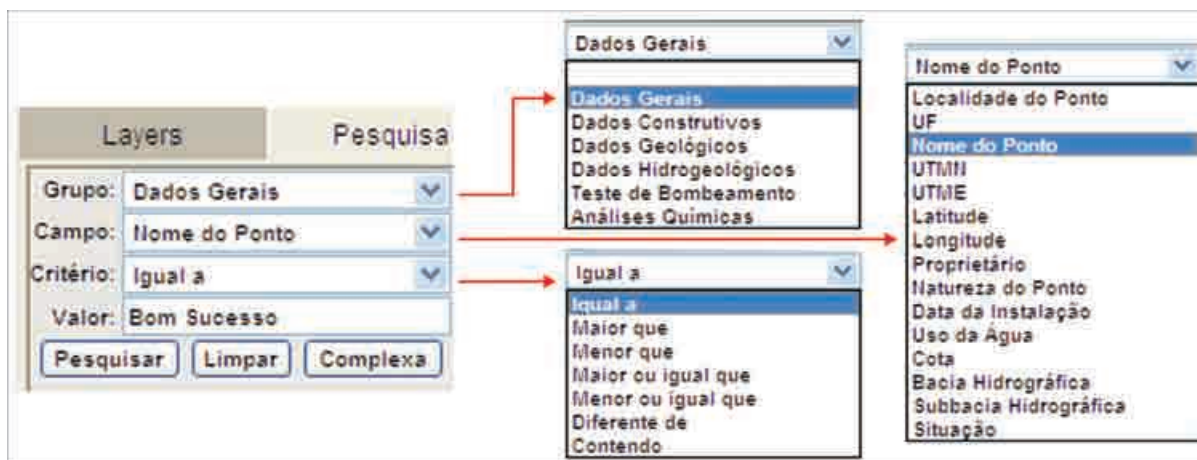


Figura 7.6.14 - Pesquisa complexa.

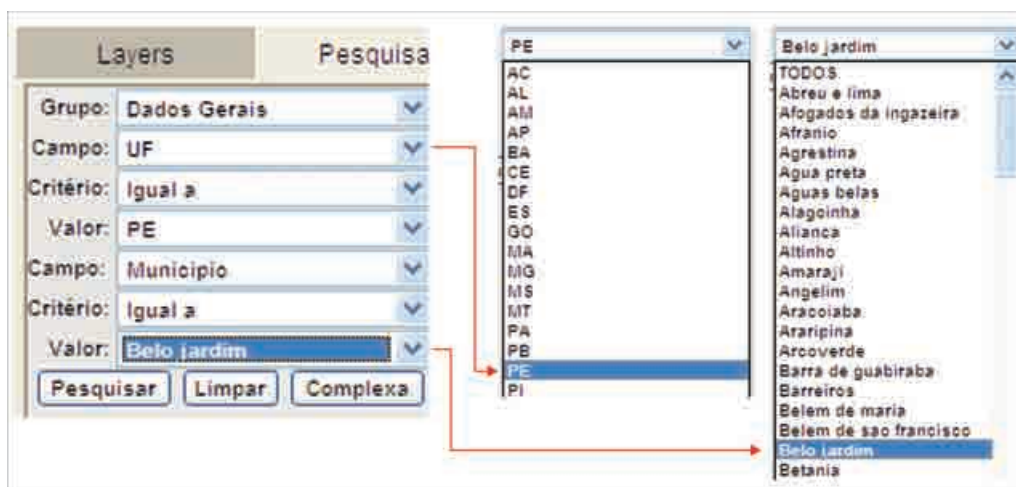


Figura 7.6.15 - Pesquisa por estado e município.

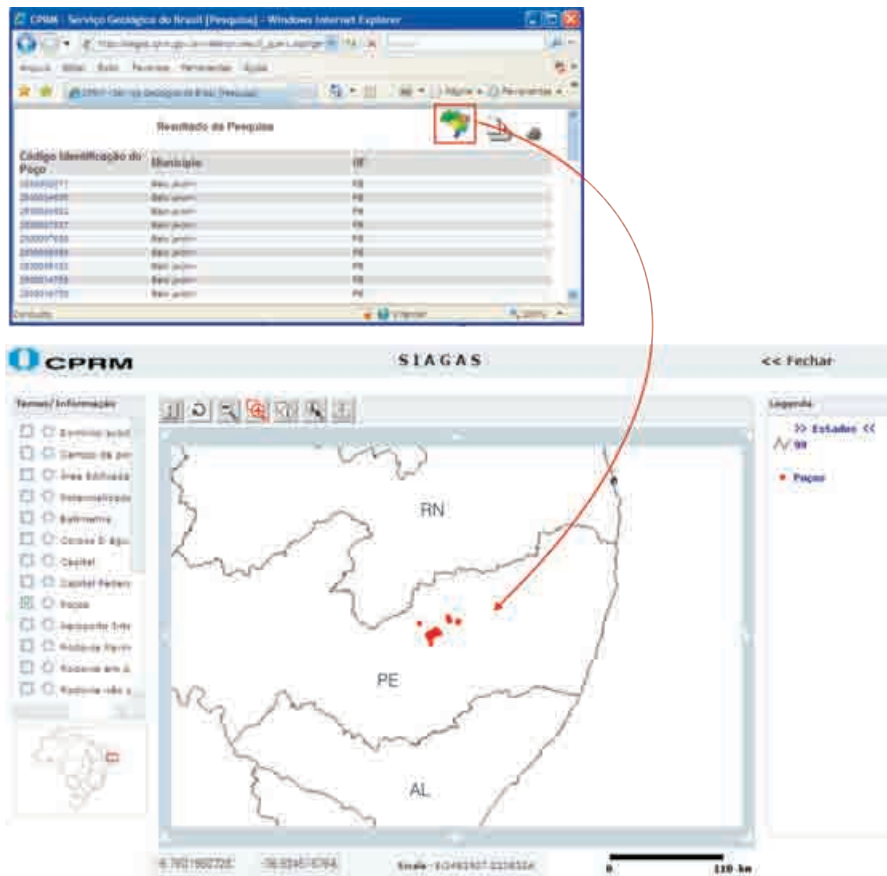


Figura 7.6.16 - Mapa de visualização dos poços por pesquisa selecionada.

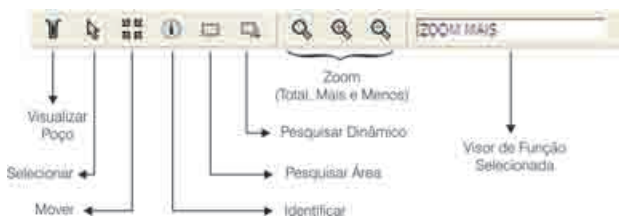


Figura 7.6.17 - Ferramentas de apoio ao ambiente de web.

A existência de um navegador (*browser*) e de um ponto de acesso à internet são os requisitos exigidos para a sua utilização. Nas figuras 7.6.11 a 7.6.17, são apresentados exemplos de algumas telas de consulta do aplicativo.

### Módulo III - Análise e Interpretação de Dados

O Módulo de Análise e Interpretação de Dados é um programa destinado ao gerenciamento de dados de águas subterrâneas. Ele reúne um conjunto de ferramentas para gerenciamento, análise e visualização de dados, integrado com uma estrutura de banco de dados projetada para armazenar este tipo de informação. Utilizando esse módulo, o usuário será capaz de fazer pesquisas avançadas no banco de dados do sistema, criar mapas temáticos para visualização de dados espaciais, elaborar gráficos

analíticos e temporais de informações, construir seções geológicas e perfis de poços com as mais avançadas ferramentas gráficas disponíveis atualmente. Utilizando as características avançadas incorporadas em um único e robusto programa de computador, o usuário será capaz de gerenciar um banco de dados poderoso e flexível, imprimir diversos relatórios previamente formatados, construir ou modificar seus próprios relatórios, de acordo com suas necessidades, e exportar dados para outros formatos de banco de dados.

Muitas das funcionalidades existentes neste programa estão disponíveis em outros softwares destinados a realizar tarefas específicas, como os SIGs, ferramentas para criação de gráficos e cadastro de informações de águas subterrâneas em banco de dados, entre outras, sem, entretanto, existir uma completa interface de união entre eles. Esse programa utiliza um banco de dados relacional e normalizado que foi aprimorado a partir do modelo de banco de dados desenvolvido pelo Serviço Geológico do Brasil - CPRM. Na remodelagem desse banco de dados, foram incorporadas várias informações compiladas de diversos bancos de dados, de agências e empresas nacionais e internacionais, visando obter uma estrutura confiável e capaz de se adequar aos diversos tipos de uso das informações. Nas figuras 7.6.18 a 7.6.24, são apresentadas algumas telas referentes a pesquisas desse módulo.

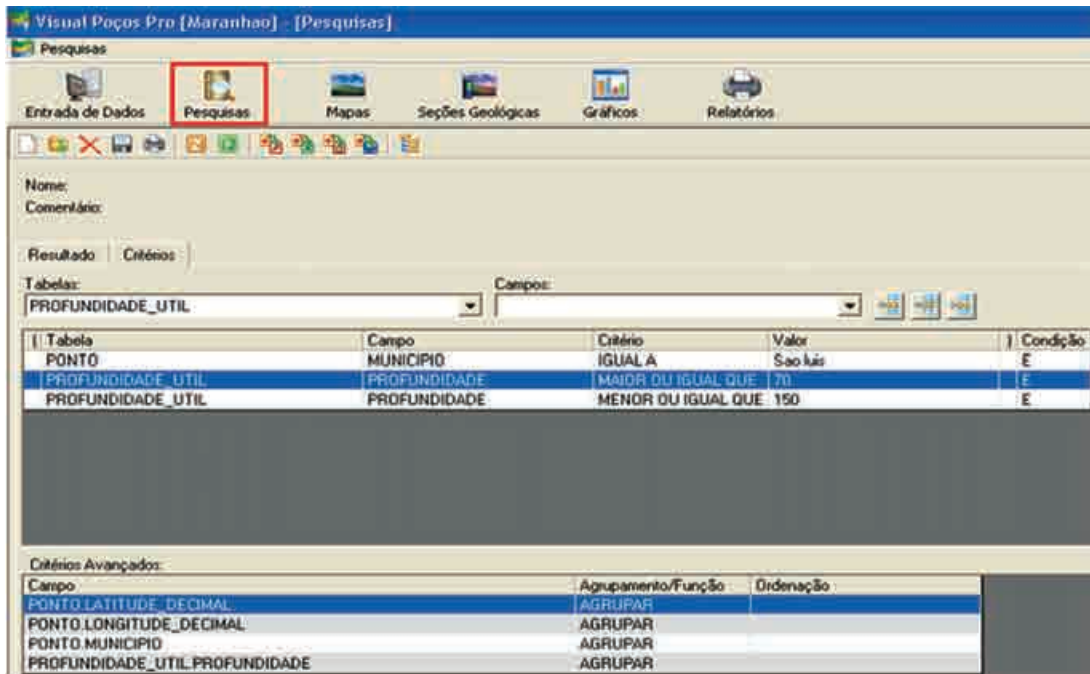


Figura 7.6.18 - Pesquisa com seleção de campos e critérios com a finalidade de exportação de dados para outros programas, incluindo a exportação para programas em ambiente SIG ou o uso, nesse programa, de funções de espacialização em ambiente de mapa.

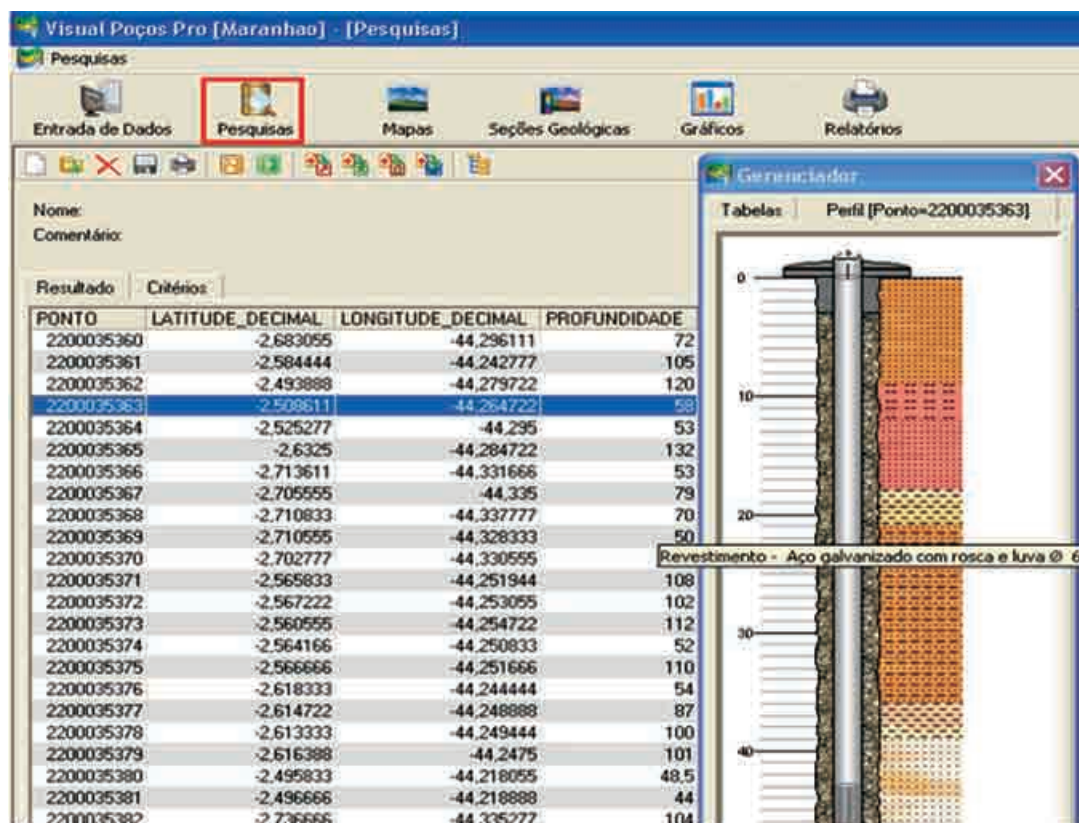


Figura 7.6.19 - Resultado de uma pesquisa formulada.



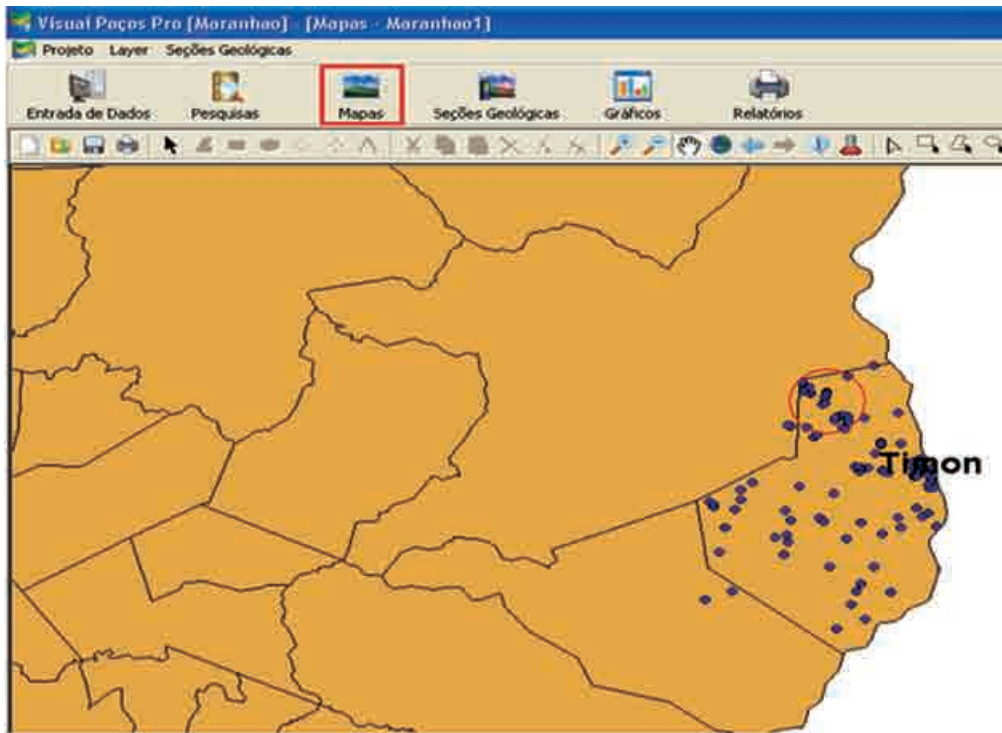


Figura 7.6.20 - Ambiente de Mapas, com cruzamento de temas de camada Polígonos e camada Pontos (provenientes de uma pesquisa).

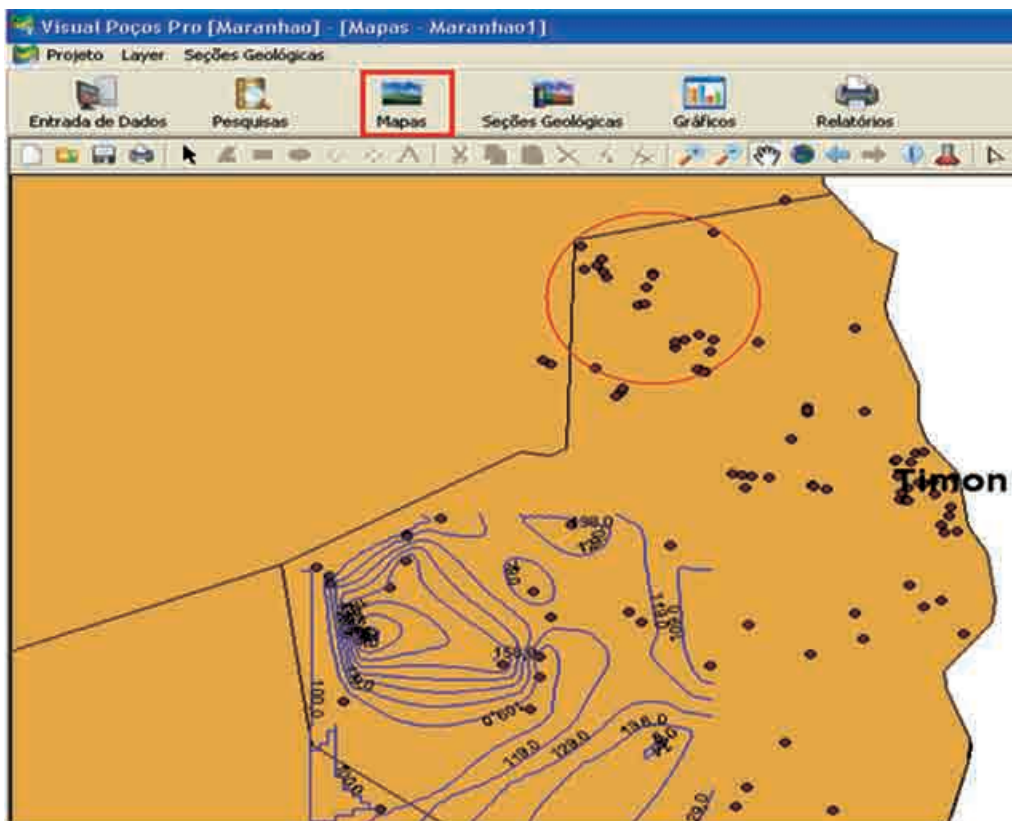


Figura 7.6.21 - Ambiente de Mapas com cruzamento de temas de camada Polígonos, camada Pontos (provenientes de uma pesquisa) e camada Mapa de Contorno. Para gerar um mapa de contorno, o usuário deverá definir um atributo numérico e, a partir dele, gerar o contorno.

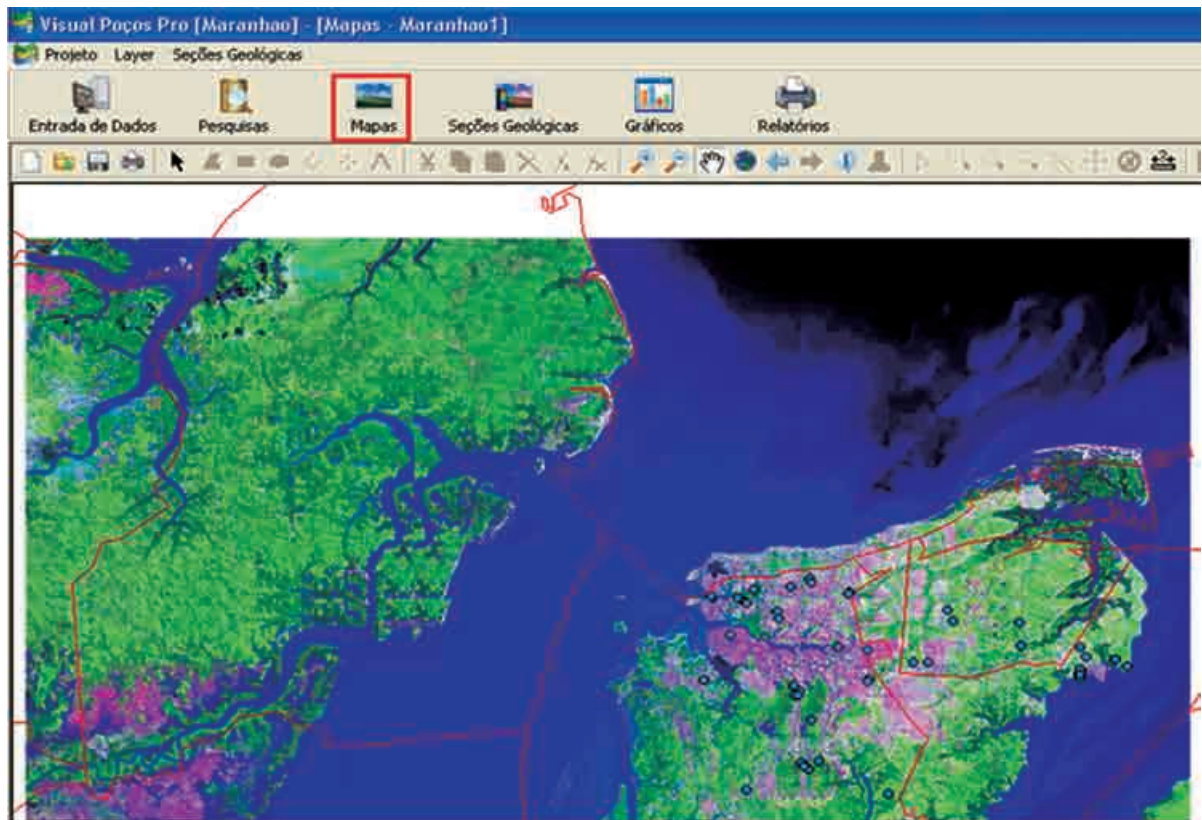


Figura 7.6.22 - Ambiente de Mapas - importação e georreferenciamento de imagem.

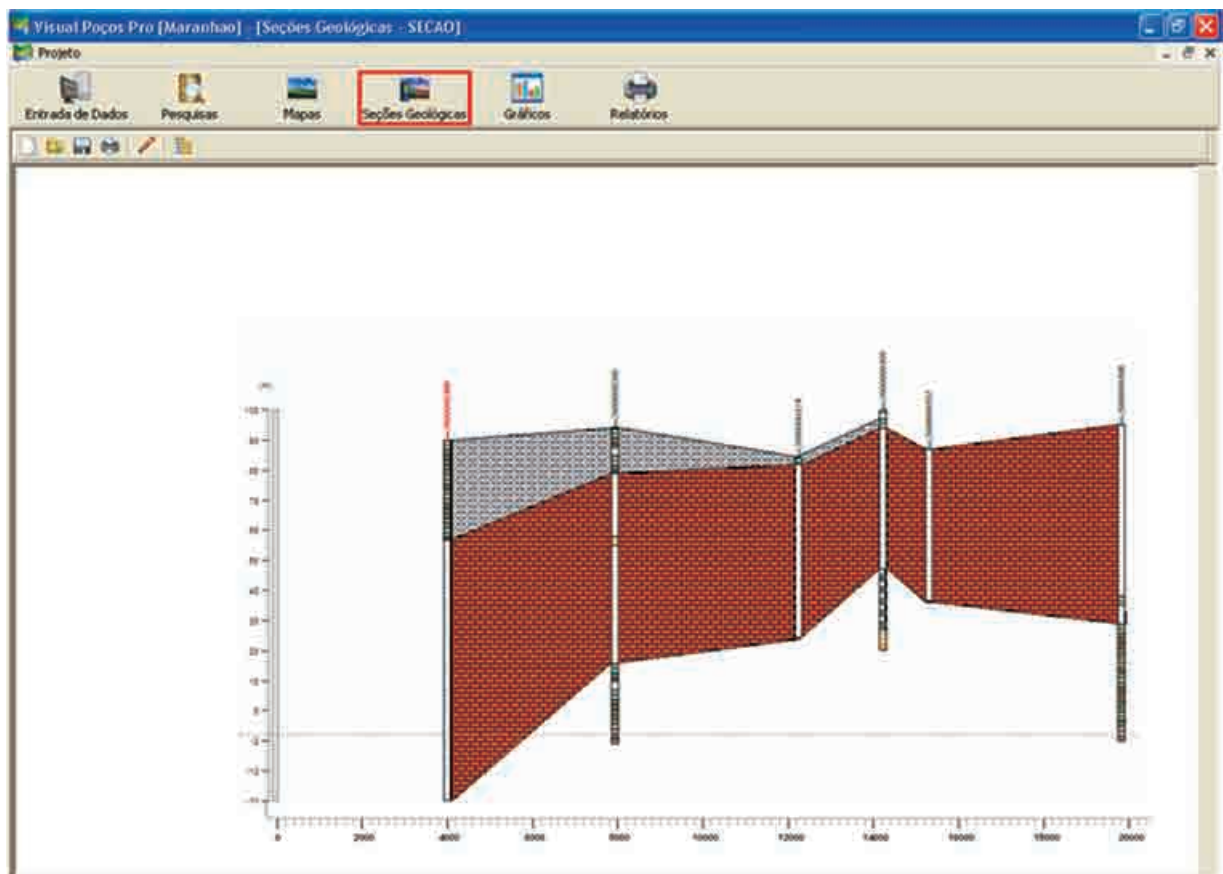


Figura 7.6.23 - Ambiente de seção geológica.

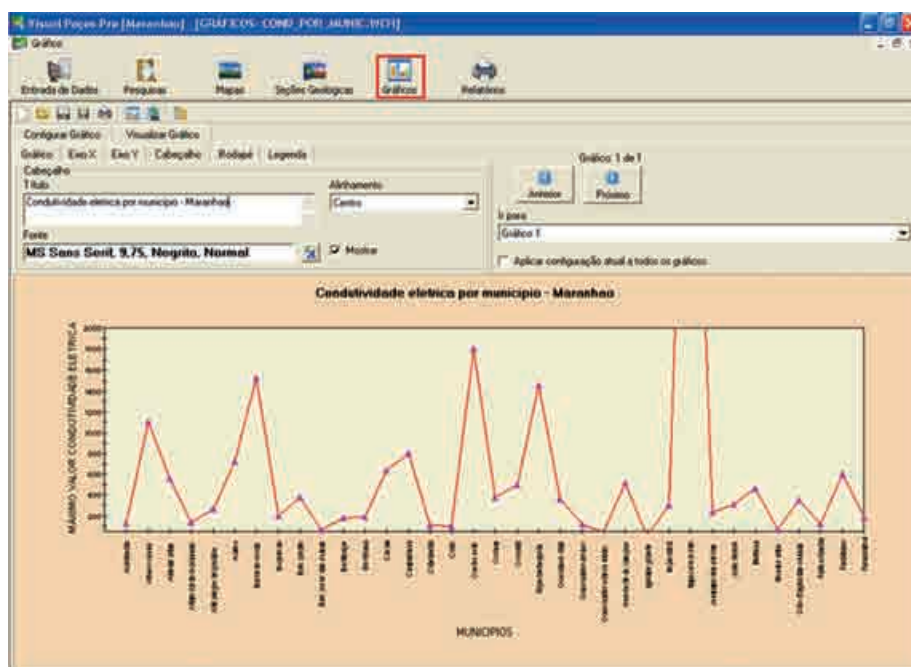


Figura 7.6.24 - Geração de gráficos temáticos de evolução temporal.

Além das consultas apresentadas, os resultados das pesquisas podem ser enviados diretamente para o ambiente de relatórios com ótima qualidade, podendo esse relatório ser impresso ou exportado para, por exemplo, um arquivo *.pdf* (*Portable Document Format*), através de comandos do menu principal ou auxiliar.

## Técnicas de Consistência de Dados

As técnicas usuais de validação de dados incorporadas no Siagas têm como base os módulos de Entrada de Dados e de Análise e Interpretação de Dados. O Módulo de Entrada de Dados dispõe de várias rotinas de validação de dados, destacando-se:

- a recusa de pontos com coordenadas idênticas;
- a transformação de coordenadas (de UTM para geográfica e geográfica decimal ou de geográfica para UTM e geográfica decimal);
- a apresentação de poços já existentes no banco de dados, com proximidade menor ou igual a 100 m do novo poço que está sendo cadastrado, para averiguação de duplicidade pelo usuário;
- o balizamento entre as seções de perfuração e litologia, mantendo a seqüência de topo de uma como base da outra;
- a averiguação das entradas de litologia com a profundidade máxima do poço;
- a averiguação das entradas de profundidade das seções de revestimento com a profundidade máxima do poço;
- a correção, pelo usuário, de outros erros de construção do poço através da visualização do perfil traçado pelo componente gráfico;

- a determinação e gravação automática no banco de dados, da folha cartográfica em escala 1:100.000;
- o programa trabalha com várias caixas de opções, com valores de entrada padronizados, baseados em definições de especialistas nas áreas de hidrogeologia e química;
- o programa verifica as entradas de nível de água, referentes a testes de bombeamento e recuperação, e impede a entrada de dados repetidos;
- o programa respeita as regras de negócio do Banco de Dados, impedindo violação de sua integridade.

A utilização do Módulo de Análise e Interpretação de Dados, permite o refinamento da consistência através de vários tratamentos, como por exemplo:

- pesquisas hierarquizadas, com saídas tabulares, que podem ser enviadas para ambiente SIG, podendo-se efetuar comparações com dados contidos no banco de dados (figuras 7.6.18 e 7.6.19);
- espacialização dos poços em mapas onde, utilizando o ambiente SIG, pode ser verificado, pelas coordenadas de cada ponto, se eles pertencem às localidades indicadas durante a entrada de dados. Essa verificação é feita através do cruzamento de camadas (*shapes*), conforme ilustrado na figura 7.6.20;
- geração de mapas de contorno, gráficos, mapas temáticos e seções transversais, dentro dos ambientes SIG e gráfico através da associação de atributos numéricos, podendo-se verificar a existência de distorções de dados ou informações (figuras 7.6.21 a 7.6.24).

### 7.6.6 Siagas e a Gestão das Águas Subterrâneas

O Siagas desponta como uma ferramenta de elevada importância na gestão dos recursos hídricos, através da implementação dos instrumentos de gestão inseridos nas políticas nacional e estaduais de recursos hídricos, em especial nos processos de outorga para o uso da água subterrânea.

Neste sentido é que o Conselho Nacional de Recursos Hídricos, através da Moção nº 38/2006 recomendou a adoção do Siagas como base compartilhada para armazenagem, manuseio, intercâmbio e difusão de informações sobre águas subterrâneas no Brasil. O Serviço Geológico do Brasil, por sua vez, vem mantendo, com os órgãos gestores estaduais, mecanismos institucionais de cooperação, no sentido de adotar este sistema como padrão para a alimentação da base de dados de poços.

A conjugação dos recursos técnicos inseridos no Siagas e a administração de expressiva base nacional de dados de poços tubulares credencia essa ferramenta para uso em diversas aplicações no interesse público e privado.

O Siagas dispõe de recursos para inventariar poços tubulares, incluindo o manuseio de dados quantitativos (profundidade, nível estático, vazão etc.) e qualitativos (condutividade elétrica, pH etc.). Além disso, conta com funções de pesquisa e de manipulação de informações espaciais que permitem produzir, de forma dinâmica, mapas temáticos, o que possibilita uma estimativa rápida da profundidade, quantidade e qualidade da água esperada em uma determinada área. Todas essas informações contribuem para a aplicação eficaz dos instrumentos de gestão, bem como orienta o planejamento de futuras perfurações de poços tubulares, levando em conta as demandas das comunidades na sua base territorial (Ribeiro, 2008).

A base de dados de poços organizada e administrada pelo Siagas, segundo um modelo de banco de dados relacional, flexível e de fácil controle e um dicionário de dados padronizado, tem sido um recurso valioso para apoiar as pesquisas e estudos de águas subterrâneas; produzir mapas hidrogeológicos em diversas escalas; dar subsídio à gestão de recursos hídricos subterrâneos e aumentar oferta hídrica, através de implantação de sistemas simplificados de abastecimento de água.

Além disso, o uso conjunto do Siagas com um Sistema de Informações Geográficas - SIG em recursos hídricos subterrâneos, através da superposição de planos de informação, orientado por algum critério de negócio (por exemplo, poços de água doce, fonte de energia, IDH do município, áreas de assentamento etc.), fornece ao gestor um excelente suporte de apoio à decisão.

### 7.6.7 Extração de Conhecimento em Base de Dados - Processo KDD

#### Noções Introdutórias

Os avanços da Tecnologia de Informação - TI têm possibilitado o armazenamento de grandes e múltiplas bases de dados. O surgimento da Internet, gerenciadores de bancos de dados, ferramentas de mineração de dados e de redes digitais, são alguns exemplos de recursos utilizados na gestão de grandes bases de dados.

Instituições de pesquisa e grandes corporações públicas e privadas já administram bases de dados da ordem de centenas de *terabytes* de informações. Contudo, surge a seguinte questão: Como administrar tal volume de dados armazenado e extrair do banco de dados informações úteis e de elevado valor agregado para as organizações?

A análise de dados dessa ordem de grandeza não é passível de ser feita pelo homem. Surge, então, a necessidade de ferramentas computacionais que auxiliem na análise, interpretação e na construção de relacionamentos de dados, para que se desenvolvam estratégias de ação no contexto de cada aplicação.

Para atender esse novo contexto, surge uma nova linha de pesquisa denominada **Extração de Conhecimento em Bases de Dados** (*Knowledge Discovery in Databases - KDD*), mais popularmente, conhecida como **Mineração de Dados**.

Nesse ponto, cabe destacar as diferenças e a hierarquia entre dados, explorando melhor os conceitos do que seja dado, informação e conhecimento.

Dados são os fatos em sua forma primária. A informação é um conjunto de dados organizados que adquirem valor adicional além do valor do fato em si (Stair, 1998). O conhecimento, por sua vez, é um padrão ou conjunto de padrões cuja formulação pode envolver e relacionar dados e informações (Golschmidt & Passos, 2005). Uma das formas de representação do conhecimento é por meio de regras de produção. Em geral, a tecnologia de informação tradicional não é capaz de abstrair conhecimento de bases de dados.

Daí surge o **KDD** como sendo um amplo conceito de procurar conhecimento em base de dados. Esta pesquisa envolve a integração de diversas áreas do conhecimento, dentre as quais merecem destaque:

- Estatística;
- *Data Warehousing*;
- Reconhecimento de Padrões;
- Inteligência Computacional e Aprendizado de Máquinas; e
- Banco de Dados.

O KDD, sob a ótica do resultado, é definido como sendo o processo de extração, não trivial, de informação, implícita, previamente desconhecida e

potencialmente útil, a partir de dados armazenados em banco de dados. Também pode ser conceituado, sob o ponto de vista do processo, como uma tarefa de descoberta de conhecimento intensivo, consistindo de interações complexas, feitas ao longo do tempo entre o homem e uma grande base de dados, possivelmente suportada por um conjunto heterogêneo de ferramentas.

O **KDD** é, também, considerado como sendo um processo composto de etapas operacionais de pré-processamento, mineração de dados e pós-processamento (Goldschmidt, & Passos, 2005).

A etapa de pré-processamento refere-se à execução de tarefas de captação, organização e tratamento de dados. A mineração dos dados representa a efetiva tarefa de extração de conhecimento útil no âmbito da aplicação **KDD**. O pós-processamento, algumas vezes dispensável, tem o objetivo de viabilizar a avaliação da utilidade do conhecimento descoberto (Goldschmidt, & Passos, 2005).

A complexidade do processo de **KDD** está diretamente associada à dificuldade em perceber e interpretar adequadamente inúmeros fatos observáveis durante o processo e à dificuldade em conjugar dinamicamente tais interpretações de forma a decidir quais ações devem ser realizadas em cada caso (Goldschmidt & Passos, 2005). Ao analista humano cabe a espinhosa tarefa de orientar o processo **KDD**.

O processo de descoberta de conhecimento envolve seis **estágios**:

- seleção de dados
- limpeza
- enriquecimento
- codificação
- *data mining*
- relatórios

A primeira tarefa do **KDD** é solicitar ao cliente que exponha o problema e o objetivo de forma bem clara. É importante saber com precisão para que se está realizando a pesquisa e extração do conhecimento da base de dados. As organizações passaram a utilizar-se de duas categorias de banco de dados: o banco de dados operacional, para atender operações normais, e o *Data Warehouse*, para dar suporte às decisões estratégicas, ao prover uma sólida plataforma de dados históricos integrados, a partir dos quais se podem fazer análises.

A **seleção dos dados** é feita do banco de dados operacional e para facilitar este processo, eles são copiados para um banco de dados separado ou para o *Data Warehouse*. A “**limpeza dos dados**” é feita através de algoritmos com o objetivo de depurá-los. Abrange qualquer tratamento realizado sobre os dados selecionados, de forma a garantir a qualidade (completude, veracidade e integridade) dos fatos por eles representados.

A **codificação** dos dados é realizada de modo que eles fiquem em condições de serem usados como entrada dos algoritmos de reconhecimento de padrões. Esta é uma atividade criativa, que deve ser realizada diversas vezes para se obter a melhor solução.

O **enriquecimento** dos dados consiste em buscar mais informações que possam ser reunidas aos registros existentes, aprimorando-os, para que estes contribuam no processo de descoberta de conhecimento.

A etapa de **Mineração de Dados**, que alguns autores consideram como sinônimo da **Extração de Conhecimento em Bases de Dados**, envolve a aplicação de algoritmos sobre os dados, na busca de conhecimento implícitos e úteis. Na Mineração dos Dados são definidas técnicas e algoritmos a serem utilizados no problema em questão, tais como:

- Ferramenta de Consulta;
- Técnicas Estatísticas;
- Visualização;
- Processamento Analítico on-line (ferramenta OLAP);
- Árvores de Decisão;
- Redes Neurais;
- Regras de Associação; e
- Algoritmo Genético.

A **ferramenta de consulta** representa o primeiro passo no projeto de Mineração de Dados, sendo uma análise rústica do conjunto de dados, utilizando-se de ferramenta tradicional de consulta, antes de aplicar algoritmo de análise mais avançado, pois é necessário conhecer alguns aspectos básicos e estruturais do conjunto de dados. Uma boa prática para iniciar o processo é extrair algumas **informações estatísticas** simples do conjunto de dados, as quais ajudam a estabelecer procedimentos para o julgamento dos algoritmos de aprendizagem e do reconhecimento de padrões. As técnicas de **visualização** dos dados representam métodos muito úteis para se conhecer a qualidade do conjunto de dados e onde os padrões podem ser usados. Para se responder a várias consultas, com diversos tipos de relações, onde a análise multidimensional é necessária, é que se utiliza a **ferramenta OLAP**. Por sua vez, a **árvore de decisão** é uma técnica utilizada, de classificação, onde se procura descobrir uma função que mapeie um conjunto de registros em um conjunto de rótulos categóricos pré-definidos. As **redes neurais** artificiais são modelos matemáticos inspirados no princípio de funcionamento dos neurônios biológicos da estrutura do cérebro. Esses modelos simulam computacionalmente habilidades humanas, tais como aprendizados, generalizações, associação e abstração. Portanto, constitui um dos algoritmos utilizados nas tarefas do KDD. As **regras de associação** são utilizadas para distinguir, na pesquisa

do banco de dados, associação interessante dentre outras que não o são. Abrange a busca de itens que freqüentemente ocorram em transações de banco de dados. Os **algoritmos genéticos** são técnicas que procuram obter boas soluções para problemas complexos. O processo é adaptativo, pois as soluções existentes a cada instante influenciam a busca por futuras soluções (Goldschmidt & Passos, 2005).

A **apresentação dos resultados** do processo pode ser feita através de relatório contendo descrição textual das tendências ou através de gráficos que mostrem as relações do modelo.

As aplicações em **KDD** ou Mineração de Dados têm tido um crescimento acentuado nas mais diversas áreas do conhecimento humano (figura 7.6.25). Potencialmente, estas técnicas do conhecimento

podem ser utilizadas em qualquer domínio da aplicação. Na área de recursos hídricos, pode ser utilizada, por exemplo, na aplicação de política públicas da área de água e saúde, observando as associações entre a qualidade das águas utilizadas pelos usuários, na maioria dos casos geradora de doenças de veiculação hídrica, e o seu impacto nas condições de saúde da população.

A demanda de aplicações nessa área vem aumentando devido à intensificação da velocidade com que as bases de dados vêm aumentando de tamanho e a carência de profissionais com conhecimento para atuar nessa área de conhecimento. São inúmeras as alternativas de aplicação do **KDD**, desde a pesquisa voltada para o desenvolvimento tecnológico até a sua utilização em aplicações práticas.

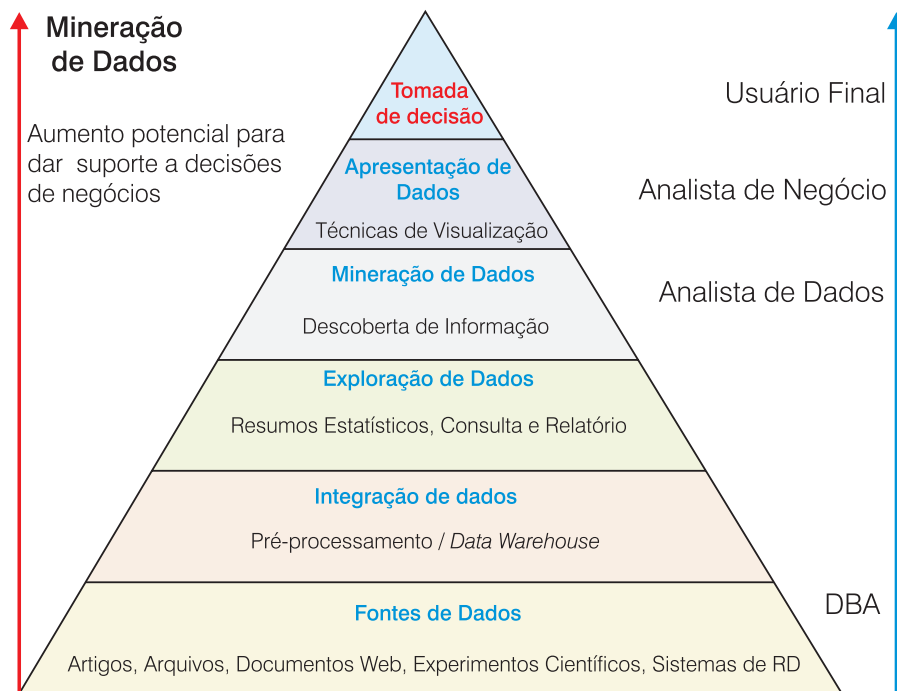


Figura 7.6.25 - Processo esquemático para Mineração de Dados.

## Referências

CIRILO, J. A. et al. **Sistemas de Informações sobre Recursos Hídricos**: o estado da arte. [S. l.]: Oficina PROÁGUA, 2000.

CHU, S. Y. **Banco de Dados** - organização, sistemas e administração. São Paulo, SP: Atlas, 1983.

DATE, C. J. **An introduction to database systems**. 7. ed. [S. l.] Addison Wesley, 1999.

GOLDSCHMIDT, R.; PASSOS, E. **Data Mining** - um guia prático. Rio de Janeiro: Ed. Campus, 2005.

LIMA, J. B. de. **SIAGAS**: cartilha de orientação de acesso a Web. Fortaleza: CPRM, 2005.

PETROUTSOS, E. **Dominando o Visual Basic 6** – “a Bíblia”. São Paulo: Makron Books, 2000.

RIBEIRO, J. A. O SIAGAS e a gestão dos Recursos Hídricos Subterrâneos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS 15; ENCONTRO NACIONAL DE PERFURADORES DE POÇOS 16, 2008, Natal, RN. **Anais...** Natal, RN: ABAS, 2008, 1 CD-ROOM a ser publicado.

STAIR, M. R. **Princípios de Sistemas de Informação**: uma abordagem gerencial. Rio de Janeiro: Ed. LTC, 1998. 451 p.

WATERLOO HYDROGEOLOGIC INC. **Visual Poços Pro**. Manual do Usuário. [S. l.: s. n.] 2003.

# Apêndices

Apêndice A - Noções de Cálculo Aplicado

Apêndice B - Noções de Geoestatística Aplicada







## Apêndice A

## NOÇÕES DE CÁLCULO APLICADO

João Manoel Filho

## A.1 Introdução

Os elementos de cálculo de mais de uma variável apresentados neste apêndice são considerados pré-requisitos para o estudo dos aquíferos e se destinam, sobretudo, aos leitores que pretendem especializar-se em hidrogeologia. Trata-se de fundamentos matemáticos básicos para a compreensão dos modelos de fluxo subterrâneo regional e para a análise de dados de bombeamento de poços, visando a determinação de parâmetros hidráulicos dos aquíferos. De fato, é através do conhecimento desses parâmetros e dos modelos a eles ligados, que o hidrogeólogo pode estabelecer previsões sobre a quantidade da água subterrânea existente nos aquíferos e sobre a quantidade de água que deles pode ser extraída, para aproveitamento pelo homem. Pode, ainda, identificar plumas de contaminação, avaliar os riscos de sua evolução na água subterrânea e sugerir medidas adequadas de proteção de captações.

## A.2 Funções de Duas ou mais Variáveis

**Definição 1** - seja  $D$  um conjunto de pontos  $(x,y)$  no plano. Então, uma **função de duas variáveis**  $f(x,y)$  é uma regra que atribui a cada ponto  $(x,y)$  em  $D$  um único número real  $f(x,y)$ . O conjunto  $D$  é chamado **domínio** de  $f$ . O número  $f(x,y)$  é o valor de  $f$  em  $(x,y)$ . As coordenadas do ponto são chamadas **variáveis independentes** (ou argumentos de  $f$ ). O conjunto  $\{f(x,y):(x,y)\in D\}$  de todos os valores assumidos pela função ou **variável dependente**  $f$  é chamado **contradomínio** de  $f$ . Funções de duas ou mais variáveis ocorrem em todas as situações em que os valores de duas ou mais variáveis independentes determinam univocamente o valor de uma variável dependente.

**Exemplo** - a área de um retângulo de comprimento  $c$  e largura  $l$  é uma função que se escreve:

$$A = f(c,l) = cl \quad (\text{A.1})$$

A área  $A$  é a variável dependente, enquanto que o comprimento  $c$  e a largura  $l$  são as variáveis independentes ou argumentos de  $f$ .

**Exemplo** - dada a função:

$$f(x,y,z) = \frac{x-y}{y-z}$$

nota-se que  $f(1,2,3)=1$ , porém  $f(3,2,2)$  não existe, pois isto levaria a uma divisão por zero. Assim, o domínio de uma função é o maior conjunto de pontos para os quais a fórmula tem sentido.

**Exemplo** - o domínio da função:

$$f(x,y) = \sqrt{25 - x^2 - y^2}$$

é o conjunto  $D = \{(x,y):x^2+y^2 \leq 5\}$  que é o disco circular de raio 5 centrado na origem. Como a função raiz quadrada não admite valores negativos, o menor valor de  $25 - x^2 - y^2$  é zero, que ocorre quando  $x^2+y^2=25$ . O maior valor da função é  $\sqrt{25} = 5$  e acontece quando  $x = y = 0$ . Portanto, o contradomínio de  $f$  é o intervalo fechado  $[0,5]$ .

**Definição 2** - espaço  $n$ -dimensional ou  $\mathbb{R}^n$  é o conjunto de todos os pontos  $(x_1, \dots, x_n)$ , sendo  $x_1, \dots, x_n$  números reais chamados coordenadas de  $(x_1, \dots, x_n)$ . Para  $n=1$   $\mathbb{R}^1 = \mathbb{R}$  é a reta real,  $\mathbb{R}^2$  é o plano  $xy$  (espaço bidimensional) e  $\mathbb{R}^3$  é o espaço tridimensional.

**Definição 3** - função de  $n$ -variáveis  $x_1, \dots, x_n$  é uma regra que associa a cada ponto  $(x_1, \dots, x_n)$  um único valor  $f(x_1, \dots, x_n)$  em um subconjunto  $D \subset \mathbb{R}^n$ , chamado domínio de  $f$ .

**Exemplo** - em estatística, dados  $n$  números  $x_1, \dots, x_n$  (chamados pontos ou valores amostrais), a sua média é a função:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

e sua variância é a função:

$$s^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$$

**Definição 4 (Gráfico de função)** - dada uma função  $z=f(x,y)$ , chama-se gráfico de  $f$  ao gráfico da equação  $z=f(x,y)$ , representado pelo conjunto de todos os pontos  $(x,y,z)$  em  $\mathbb{R}^3$  que satisfazem à equação. Isso mostra que não se pode fazer o gráfico de uma função de três ou mais variáveis, já que isso envolveria, no mínimo, quatro variáveis e só dispomos de um espaço de três dimensões.

**Definição 5 - Curva de nível** - denomina-se curva de nível de uma função  $z=f(x,y)$  de duas variáveis, à projeção no plano  $xy$  do conjunto de valores  $f(x,y)$  para os quais o gráfico de  $f$  intercepta o plano horizontal  $z=c$ , sendo  $c$  uma constante no contradomínio de  $f$ . Assim, a curva de nível correspondente a  $c$  tem equação:

$$f(x,y) = c \tag{A.2}$$

Seja a função:

$$f(x,y) = 30 - \left( \frac{4}{2\pi} \ln \frac{250}{\sqrt{x^2 + y^2}} \right)$$

indicativa da distribuição de carga hidráulica em um ponto  $(x,y)$  de um aquífero, nas imediações de um poço em bombeamento. As curvas de nível  $f(x,y) = c$  são chamadas curvas **equipotenciais**. Todos os pontos de uma mesma curva possuem o mesmo valor (figura A.1).

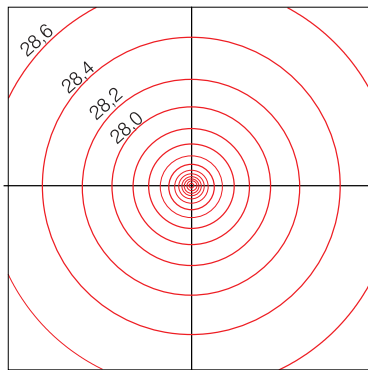


Figura A.1 - Equipotenciais.

No caso de funções de três variáveis da forma  $w = f(x,y,z)$ , para cada valor fixo  $w = c$  o gráfico da equação  $f(x,y,z) = c$  é uma superfície no espaço, chamada **superfície de nível**. Note que não é possível fazer o gráfico da função  $f$ , mas, sim, da equação  $f=\text{constante}$ .

**Exemplo** - o conjunto de superfícies da função  $f(x,y,z) = x - 2y + 3z$  é o conjunto de planos paralelos  $x - 2y + 3z=c$  ( $-\infty < c < +\infty$ ) tendo como vetor normal  $n=(1,-2,3)$ .

**Exercícios Propostos**

A.1) Achar o valor da função  $f(x,y,z)=\ln x.y.z$  no ponto  $(e,1,1)$ ;

A.2) Achar o valor da função  $f(x,y) = (\text{sen}x/\text{cos}y)$  no ponto  $(\pi/3, \pi/3)$

A.3) Descrever o domínio natural da função abaixo e e indicar o seu contradomínio:

$$z = \sqrt{1 - x^2 - y^2}$$

A.4) Indicar o domínio e contradomínio da função  $z = y/x$ ;

A.5) Indicar o domínio e contradomínio da função  $z = (1/x) + (1/y)$

**A.2 Limites e Continuidade (vizinhança em um espaço de duas ou mais dimensões)**

**a) Em duas dimensões:** seja  $P_0=(a,b)$  um ponto fixo no plano- $xy$  e  $\delta$  um número positivo. Seja  $D=\{P=(x,y): |P_0P| < \delta\}$  o conjunto de pontos próximos de  $P_0$  a uma distância inferior a  $\delta$ . Em termos de coordenadas,  $D$  é o conjunto de pontos  $(x,y)$  tais que:

$$|P_0P| = \sqrt{(x-a)^2 + (y-b)^2} < \delta \tag{A.3}$$

ou seja,  $D$  é o interior do círculo de raio  $\delta$ , centrado em  $(a,b)$  dado pela equação:

$$(x-a)^2 + (y-b)^2 = \delta^2 \tag{A.4}$$

Uma região desse tipo é chamada uma vizinhança do ponto fixo  $P_0=(a,b)$ .

**b) Em três dimensões:**  $P_0=(a,b,c)$  e  $P=(x,y,z)$  e o conjunto  $D$  é o interior da esfera de raio  $\delta$ , com centro em  $(a,b,c)$ , chamada de vizinhança do ponto  $P_0=(a,b,c)$  e definida pela equação:

$$(x-a)^2 + (y-b)^2 + (z-c)^2 = \delta^2 \tag{A.5}$$

**c) Em n-dimensões:** a distância entre um ponto fixo  $P_0=(a_1, \dots, a_n)$  e um ponto genérico  $P=(x_1, \dots, x_n)$  no espaço  $n$ -dimensional é definida pela equação:

$$|P_0P| = \sqrt{(x_1 - a_1)^2 + \dots + (x_n - a_n)^2} = \sqrt{\sum_1^n (x_i - a_i)^2} \tag{A.6}$$

Nesse caso, uma vizinhança de  $P_0$  é o conjunto de pontos  $P$  que satisfazem à desigualdade  $|P_0P| < \delta$ , que agora pode ser imaginada como o interior da  $n$ -esfera:

$$\sum_{i=1}^n (x_i - a_i)^2 = \delta^2 \tag{A.7}$$

Embora não seja possível desenhar uma esfera para  $n > 3$ , esse fato não invalida a idéia conceitual dessa generalização.

**Vizinhança apagada:** é uma vizinhança de um ponto fixo  $P_0$  que não inclui o próprio ponto. Ela é definida pela desigualdade:

$$0 < |P_0P| < \delta \tag{A.8}$$

**Limite de uma Função de Várias Variáveis**

Seja  $f(P)$  uma função de várias variáveis definida em uma vizinhança apagada de um ponto fixo  $P_0$ . Em termos de coordenadas, no espaço  $n$ -dimensional:

$$P_0 = (a_1, \dots, a_n); P = (x_1, \dots, x_n); f(P) = f(x_1, \dots, x_n)$$

Diz-se que  $f(P)$  aproxima o limite  $L$  quando  $P$  aproxima  $P_0$  se, dado um número positivo  $(\epsilon > 0)$  existe

um outro número positivo ( $\delta > 0$ ) tal que a norma da diferença finita entre o valor da função e o limite  $L$ , será sempre menor do que  $\epsilon$ , quando a distância entre os pontos  $P_0$  e  $P$  for menor do que  $\delta$ . Ou seja:  $|f(P) - L| < \epsilon$  sempre que  $0 < |P_0 P| < \delta$ . Isto se expressa, escrevendo:

$$\lim_{P \rightarrow P_0} f(P) = L \tag{A.9}$$

isto significa que  $f(P) \rightarrow L$  quando  $P \rightarrow P_0$ .

### Limite parcial

Seja  $f(P) = f(x, y)$  uma função de duas variáveis com um limite  $L$  em um ponto  $P_0 = (a, b)$  e considere-se que  $P = (x, y)$  aproxima  $P_0$  ao longo de uma curva  $C$  passando por  $P_0$  (figura A.2). Então, obtém-se um limite parcial:

$$\lim_{P \in C \rightarrow P_0} f(P) = L \tag{A.10}$$

análogo ao limite de uma função de uma só variável.

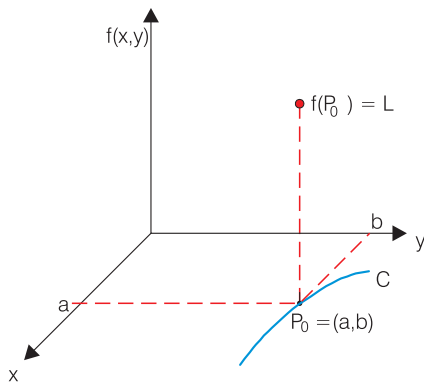


Figura A.2 - Limite parcial.

Mais explicitamente, se a curva  $C$  tem equações paramétricas:

$$x = x(t) \quad y = y(t) \tag{A.11}$$

definidas em um intervalo de tempo ( $\alpha \leq t \leq \beta$ ), então, para algum instante  $t_0 \in (\alpha, \beta)$  tal que  $x(t_0) = a$  e  $y(t_0) = b$ , o limite parcial:

$$\lim_{t \rightarrow t_0} f(x(t), y(t)) \tag{A.12}$$

existe e é igual  $L$ , independente da escolha de  $C$ .

Em particular,  $P$  pode aproximar  $P_0$  ao longo da linha horizontal  $y = b$  ou da linha vertical  $x = a$ . Isso gera dois limites:

$$\lim_{x \rightarrow a} f(x, b) \quad \lim_{y \rightarrow b} f(a, y) \tag{A.13}$$

ambos de uma só variável. Esses limites devem ser iguais ao limite  $L$  (equação A.14) que agora pode ser explicitamente indicado como:

$$\lim_{(x,y) \rightarrow (a,b)} f(x, y) = L \tag{A.14}$$

**Exemplo 1** - a função:

$$f(x, y) = \frac{x^2 - y^2}{x^2 + y^2} \quad (x^2 + y^2 \neq 0) \tag{A.15}$$

não possui limite na origem (a divisão por zero indica que a função não é definida na origem. Diz-se ainda que existe uma singularidade na origem). Isso pode ser verificado assim:

i) se o ponto  $(x, y)$  aproxima a origem  $(0, 0)$  através do eixo horizontal  $y = 0$

$$\lim_{x \rightarrow 0} f(x, 0) = \lim_{x \rightarrow 0} \frac{x^2}{x^2} = 1$$

ii) se o ponto  $(x, y)$  aproxima a origem  $(0, 0)$  através do eixo vertical  $x = 0$

$$\lim_{y \rightarrow 0} f(0, y) = \frac{-y^2}{y^2} = -1$$

Como esses dois limites parciais são diferentes:

$$\lim_{(x,y) \rightarrow (0,0)} f(x, y) \text{ não existe.}$$

**Exemplo 2** - a função:

$$f(x, y) = \frac{xy}{x^2 + y^2} \quad (x^2 + y^2 \neq 0) \tag{A.16}$$

não possui limite na origem (porque existe uma singularidade na origem, isto é, uma divisão por zero). Isto pode ser verificado da seguinte maneira:

i) se o ponto  $(x, y)$  aproxima a origem  $(0, 0)$  através do eixo horizontal  $y = 0$

$$\lim_{x \rightarrow 0} f(x, 0) = \lim_{x \rightarrow 0} 0 = 0$$

ii) se o ponto  $(x, y)$  aproxima a origem  $(0, 0)$  através do eixo vertical  $x = 0$

$$\lim_{y \rightarrow 0} f(0, y) = \lim_{y \rightarrow 0} 0 = 0$$

Nota-se que os limites parciais encontrados fazendo o ponto  $(x, y)$  aproximar a origem através dos eixos coordenados são iguais. Isso parece indicar que o limite existe e é igual a zero. Mas, como a função não é definida na origem, tudo indica que esse limite não deve existir. Assim, antes de concluir se o limite existe ou não, convém escolher mais um caminho, por exemplo, uma linha reta  $y = mx$ , de declividade  $m$ , para o ponto  $P = (x, y)$  aproximar o ponto  $P_0 = (0, 0)$ . Então verifica-se que o limite parcial:

$$\lim_{x \rightarrow 0} f(x, mx) = \lim_{x \rightarrow 0} \frac{mx^2}{x^2 + m^2x^2} = \lim_{x \rightarrow 0} \frac{m}{1 + m^2}$$

depende de  $m$  e é diferente de zero, se  $m \neq 0$ . Logo, o limite da função (A.14) não existe.

**Exemplo 3** - a função:

$$f(x) = \frac{x^2 - 1}{x - 1}$$

é descontínua em  $x=1$ , mas observe que o limite dessa função quando  $x$  tende para 1 é igual a 2.

$$\lim_{x \rightarrow 1} f(x) = 2. \text{ De fato,}$$

$$f(x) = \frac{(x+1)(x-1)}{x-1} = x+1 \text{ se } x \neq 1.$$

Na verdade, o limite:

$$\lim_{x \rightarrow 1} \frac{x^2 - 1}{x - 1} = 2$$

é a derivada da função  $x^2$  no ponto 1. De uma maneira mais geral, a derivada de  $x^2$  no ponto  $a$  é o limite:

$$\lim_{x \rightarrow a} \frac{x^2 - a^2}{x - a} = 2a$$

### Exercícios Propostos

A.6) Use o mesmo raciocínio do exemplo anterior, para avaliar os limites:

$$\begin{array}{ll} \text{a) } \lim_{x \rightarrow 4} \frac{x^2 - 2x - 8}{x - 4} & \text{c) } \lim_{x \rightarrow 3} \frac{x^2 - 6x + 9}{x - 3} \\ \text{b) } \lim_{x \rightarrow -1} \frac{x^3 + 1}{x + 1} & \text{d) } \lim_{x \rightarrow 1} \frac{x - 1}{\sqrt{x} - 1} \end{array}$$

## A.3 Derivadas parciais

Para calcular a diferencial de uma função de duas ou mais variáveis, em relação a uma das variáveis, a função  $f$  é tratada como função apenas da variável de interesse, sendo as demais variáveis consideradas constantes. Por exemplo se  $z=f(x,y)$  e  $y$  é considerado constante,  $f$  é função apenas de  $x$  e assim a derivada de  $f$  em relação a  $x$  (se existir) é chamada derivada parcial de  $f$  em relação a  $x$  e é representada por  $\partial f/\partial x$ .

**Definição 1** - Dada a função  $z=f(x,y)$

a) A derivada parcial de  $f$  em relação a  $x$  é a função:

$$\frac{\partial z}{\partial x} = \frac{\partial f}{\partial x} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{f(x + \Delta x, y) - f(x, y)}{\Delta x} \quad (\text{A.17})$$

b) A derivada parcial de  $f$  em relação a  $y$  é a função:

$$\frac{\partial z}{\partial y} = \frac{\partial f}{\partial y} = \lim_{\Delta y \rightarrow 0} \frac{f(x, y + \Delta y) - f(x, y)}{\Delta y} \quad (\text{A.18})$$

**Exemplo** - dada a função  $f(x,y) = \sqrt{x+y^2}$ , as derivadas parciais de  $f$  em relação a  $x$  e a  $y$ , são:

$$\begin{aligned} \frac{\partial f}{\partial x} &= \frac{1}{2}(x+y^2)^{-1/2} \frac{\partial}{\partial x}(x+y^2) \\ &= \frac{1}{2\sqrt{x+y^2}}(1+0) = \frac{1}{2\sqrt{x+y^2}} \end{aligned}$$

aqui  $y$  é suposto constante.

$$\frac{\partial f}{\partial y} = \frac{1}{2}(x+y^2)^{-1/2} \frac{\partial}{\partial y}(x+y^2)$$

$$\frac{\partial f}{\partial y} = \frac{2y}{2\sqrt{x+y^2}}(0+2y) = \frac{y}{\sqrt{x+y^2}}$$

aqui  $x$  é suposto constante.

**Definição 2 - Derivadas parciais** - seja  $f$  uma função de  $n$  variáveis definida em uma vizinhança de um ponto  $(x_1, \dots, x_n)$ . Então, denomina-se **derivada parcial de  $f$  em relação a  $x_i$**  no ponto  $(x_1, \dots, x_n)$ , à função:

$$\frac{\partial f}{\partial x_i} = \lim_{\Delta x_i \rightarrow 0} \frac{f(x_1, \dots, x_i + \Delta x_i, \dots, x_n) - f(x_1, \dots, x_i, \dots, x_n)}{\Delta x_i} \quad (\text{A.19})$$

na qual se dá um incremento  $\Delta x_i$  à variável  $x_i$  mantendo constantes todas as demais variáveis.

**Exemplo 1** - dada a função:

$$f(x) = x_1^2 - x_2^2 + 3x_1x_2x_3 - \left(\frac{x_4}{x_1}\right)$$

Calcule  $\left(\frac{\partial f}{\partial x_i}\right)$  para  $i = 1, 2, 3, 4$ . Solução:

$$i = 1 \rightarrow \frac{\partial f}{\partial x_1} = 2x_1 + 3x_2x_3 + \frac{x_4}{x_1^2}$$

$$i = 2 \rightarrow \frac{\partial f}{\partial x_2} = -2x_2 + 3x_1x_3$$

$$i = 3 \rightarrow \frac{\partial f}{\partial x_3} = 3x_1x_2$$

$$i = 4 \rightarrow \frac{\partial f}{\partial x_4} = -\frac{1}{x_1}$$

**Exemplo 2** - seja a função  $f(x,y) = xe^{xy}$ . Então pela regra do produto  $(uv)' = u'v + v'u$ . Solução:

$$\frac{\partial f}{\partial x} = (1)e^{xy} + ye^{xy}(x) = e^{xy} + xye^{xy}$$

$$\frac{\partial f}{\partial y} = (0)e^{xy} + xe^{xy}(x) = x^2e^{xy}$$

### Outras notações

Se  $u=f(x_1, \dots, x_n)$ , pode-se também escrever:

$$\frac{\partial u}{\partial x_i}, \frac{\partial f}{\partial x_i}, u_{x_i}, f_{x_i}$$

## Derivadas Parciais de Ordem Superior

Seja  $f(x,y)$  uma função de duas variáveis com derivadas parciais primeiras dadas por:

$$\frac{\partial f}{\partial x} \text{ e } \frac{\partial f}{\partial y}$$

em cada ponto de um conjunto aberto. Então,  $f$  possui **quatro derivadas parciais segundas**:

$$1) \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\partial f}{\partial x} \right) = f_{xx}$$

$$2) \frac{\partial^2 f}{\partial y^2} = \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{\partial f}{\partial y} \right) = f_{yy}$$

$$3) \frac{\partial^2 f}{\partial x \partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\partial f}{\partial y} \right) = f_{yx}$$

$$4) \frac{\partial^2 f}{\partial y \partial x} = \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{\partial f}{\partial x} \right) = f_{xy}$$

Derivadas de ordem superior a dois, de funções de mais de duas variáveis, são definidas seguindo o mesmo princípio. Por exemplo, se  $u = f(x,y,z)$ , então:

$$\frac{\partial^3 u}{\partial x \partial y \partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\partial^2 u}{\partial y \partial z} \right) = u_{(zy)x} = u_{zyx}$$

$$\frac{\partial^4 u}{\partial y \partial x \partial z^2} = \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{\partial^3 u}{\partial x \partial z^2} \right) = u_{(zzy)y} = u_{zzxy}$$

**Observações:**

- i) o valor de cada derivada parcial mista independe da ordem de diferenciação;
- ii) equações que possuem derivadas parciais são chamadas **equações diferenciais parciais**, em contraposição às **equações diferenciais ordinárias**, nas quais aparecem derivadas totais;
- iii) um exemplo de equação diferencial parcial é a equação de Laplace

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = 0$$

que aparece em muitos problemas de Física e de Matemática Aplicada. Em Hidrogeologia essa equação descreve o fluxo bidimensional da água subterrânea em regime permanente. A sua solução é expressa pela função  $u(x,y)$ , cujo gráfico é a superfície potenciométrica das águas subterrâneas em regime independente do tempo. As curvas de nível dessa superfície são as chamadas curvas equipotenciais ou isopotenciométricas, que aparecem nos mapas de fluxo subterrâneo.

iv) uma solução  $u(x,y)$  da equação de Laplace é chamada de **função harmônica**.

**Exemplo 3** - a função  $u = x^3 - 3xy^2$  é harmônica porque:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = \frac{\partial}{\partial x} (3x^2 - 3y^2) + \frac{\partial}{\partial y} (-6xy) = 6x - 6x = 0$$

**Exercícios Propostos**

A.7) Mostrar que a função  $3x^2y - y^3$  é harmônica

A.8) Achar as primeiras derivadas parciais das funções:

a)  $f(x,y) = \frac{xy}{x^2 + y^2}$       c)  $f(x,y) = \ln(x^3 - y^2)$

b)  $f(x,y) = e^{\text{sen}xy}$       d)  $f(x,y) = x^y$

**A.4 Diferenciabilidade e Diferenciais**

**Definição 1** - diz-se que uma **função  $f(x)$  de uma só variável** é diferenciável em um ponto  $a$ , se a derivada  $f'(a)$  existe. A existência de  $f'(a)$  significa que:

$$\lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\Delta f}{\Delta x} = f'(a) \tag{A.20}$$

O incremento  $\Delta f = f(a + \Delta x) - f(a)$  representa a variação de  $f$  quando  $x$  muda de  $a$  para  $a + \Delta x$ . Pode-se dizer, então, que:

$$\frac{\Delta f}{\Delta x} = f'(a) + g(\Delta x) \tag{A.21}$$

sendo  $g(\Delta x)$  uma função de  $\Delta x$  tal que  $\lim_{\Delta x \rightarrow 0} g(\Delta x) = 0$

Portanto, se  $f'(a)$  existe, o incremento  $\Delta f$  pode ser escrito na forma:

$$\Delta f = f'(a)\Delta x + g(\Delta x)\Delta x \tag{A.22}$$

Em outras palavras, se  $f(x)$  é diferenciável em  $a$ , existe uma constante  $A = f'(a)$  tal que:

$$\Delta f = A\Delta x + g(\Delta x)\Delta x \tag{A.23}$$

**Definição 2 (Diferenciabilidade de uma Função de duas Variáveis)** - seja  $f(x,y)$  uma função de duas variáveis definida em uma vizinhança de um ponto  $(a,b)$  e seja  $\Delta f$  o incremento no valor de  $f$ , quando  $x$  muda de  $a$  para  $a + \Delta x$  e  $y$  muda de  $b$  para  $b + \Delta y$ , dado por:

$$\Delta f = f(a + \Delta x, b + \Delta y) - f(a,b) \tag{A.24}$$

Se for possível para cada ponto  $(a + \Delta x, b + \Delta y)$ , numa vizinhança apagada de  $(a,b)$ , escrever  $\Delta f$  na forma da equação:

$$\Delta f = A\Delta x + B\Delta y + g_1(\Delta x, \Delta y)\Delta x + g_2(\Delta x, \Delta y)\Delta y \tag{A.25}$$

sendo  $A$  e  $B$  constantes (derivadas parciais) e  $g_1$  e  $g_2$  funções de  $(\Delta x, \Delta y)$  tais que

$$\begin{cases} \lim_{(\Delta x, \Delta y) \rightarrow (0,0)} g_1(\Delta x, \Delta y)\Delta x = 0 \\ \lim_{(\Delta x, \Delta y) \rightarrow (0,0)} g_2(\Delta x, \Delta y)\Delta y = 0 \end{cases} \tag{A.26}$$

então, diz-se que  $f$  é diferenciável em  $(a,b)$  e a expressão  $A\Delta x + B\Delta y$  é chamada **diferencial total** de  $f$  em  $(a,b)$  representada por  $df$  tal que:

$$df = A\Delta x + B\Delta y = \frac{\partial f}{\partial x}\Delta x + \frac{\partial f}{\partial y}\Delta y = f_x\Delta x + f_y\Delta y \quad (A.27)$$

**Definição 3 (Gradiente)** - seja  $f$  uma função de duas variáveis tal que as derivadas parciais  $f_x$  e  $f_y$  existem em um ponto  $\mathbf{x}=(a,b)$ . Então o **gradiente** de  $f$  em  $\mathbf{x}$ , representado por  $\nabla f(\mathbf{x})$  é dado por:

$$\nabla f(\mathbf{x}) = \frac{\partial f(a,b)}{\partial x}\mathbf{i} + \frac{\partial f(a,b)}{\partial y}\mathbf{j} \quad (A.28)$$

Observe que o gradiente de  $f$  é uma **função vetorial**. O símbolo  $\nabla$  é chamado “del” ou, também, “nabla”.

**Definição 4 (Diferenciabilidade)** - seja  $f$  uma função de duas variáveis definida em uma vizinhança de um ponto  $\mathbf{x}=(a,b)$  e seja  $\Delta\mathbf{x}=(\Delta x, \Delta y)$ . Se as derivadas parciais  $f_x(a,b)$  e  $f_y(a,b)$  existem, então  $f$  é diferenciável em  $\mathbf{x}$  se existir uma função  $g$  tal que:

$$\lim_{\Delta\mathbf{x} \rightarrow 0} \frac{g(\Delta\mathbf{x})}{|\Delta\mathbf{x}|} = 0 \quad \text{e} \quad \Delta f = \nabla f(\mathbf{x}) \cdot \Delta\mathbf{x} + g(\Delta\mathbf{x}) \quad (A.29)$$

**Observação:** apesar da semelhança entre as equações (A.22) e (A.29), não se deve esquecer que  $f'(a)$  é um escalar, enquanto que  $\nabla f(a,b)$  é um vetor. Além disso,  $f'(a)\Delta x$  é um produto de números reais e  $\nabla f(\mathbf{x}) \cdot \Delta\mathbf{x}$  é um produto interno (ou escalar) de vetores. Essa definição 4 justifica-se por dois motivos: i) ilustra que o gradiente de uma função de duas variáveis é uma extensão natural da derivada de uma função de uma variável; ii) pode ser usada para definir o conceito de diferenciabilidade para uma função de três ou mais variáveis.

**TEOREMA A.1** - Se  $f$ ,  $f_x$  e  $f_y$  existem (isto é, são definidas) e contínuas em uma vizinhança de  $\mathbf{x}=(a,b)$ , então  $f$  é diferenciável em  $\mathbf{x}$ .

**Exemplo 1** - na função abaixo, mostre que  $f$  é diferenciável e calcule  $\nabla f$  no ponto  $(1,1)$ .

$$z = f(x,y) = \text{sen}xy^2 + e^{x^2y^3}$$

Solução:

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x}(xy^2) \frac{\partial}{\partial x}(\text{sen}xy^2) + \frac{\partial}{\partial x}(x^2y^3) \frac{\partial}{\partial x}(e^{x^2y^3}) = y^2 \cos xy^2 + 2xy^3 e^{x^2y^3}$$

$$\frac{\partial f}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y}(xy^2) \frac{\partial}{\partial y}(\text{sen}xy^2) + \frac{\partial}{\partial y}(x^2y^3) \frac{\partial}{\partial y}(e^{x^2y^3}) = 2xy \cos xy^2 + 3x^2y^2 e^{x^2y^3}$$

Esses resultados mostram que derivadas parciais de  $f$  existem e são contínuas em  $\mathbb{R}^2$ . Então:

$$\nabla f(x,y) = (y^2 \cos xy^2 + 2xy^3 e^{x^2y^3})\mathbf{i} + (2xy \cos xy^2 + 3x^2y^2 e^{x^2y^3})\mathbf{j}$$

$$\text{e } \nabla f(1,1) = (\cos 1 + 2e)\mathbf{i} + (2\cos 1 + 3e)\mathbf{j}$$

**Definição 5 (Diferenciabilidade e o gradiente)**

- seja  $f$  uma função de  $n$  variáveis definida em uma vizinhança de um ponto  $\mathbf{x}=(x_1, \dots, x_n)$  e seja  $\Delta\mathbf{x}=(\Delta x_1, \dots, \Delta x_n)$ . Diz-se que  $f$  é diferenciável em  $\mathbf{x}$  se existe uma função de valor-vetorial  $\nabla f$  e uma função de valor-escalar  $g$  tal que:

$$\Delta f(\mathbf{x}) = f(\mathbf{x} + \Delta\mathbf{x}) - f(\mathbf{x}) = \nabla f(\mathbf{x}) \cdot \Delta\mathbf{x} + g(\Delta\mathbf{x}) \quad (A.30)$$

e

$$\lim_{\Delta\mathbf{x} \rightarrow 0} \frac{g(\Delta\mathbf{x})}{|\Delta\mathbf{x}|} = 0 \quad (A.31)$$

**Exemplo 2** - use diferenciais para estimar  $(1,002)(2,0032)(3,0043)$ . Solução: escrevendo

$$f(x,y,z) = xy^2z^3 \quad \text{e sabendo que:}$$

$$\Delta f = f(x + \Delta x, y + \Delta y, z + \Delta z) - f(x, y, z)$$

conclui-se que:

$$f(x + \Delta x, y + \Delta y, z + \Delta z) = \Delta f + f(x, y, z)$$

Aproximando  $\Delta f$  por  $df$ , obtém-se:

$$df = \frac{df}{dx}\Delta x + \frac{df}{dy}\Delta y + \frac{df}{dz}\Delta z$$

$$\frac{df}{dx} = y^2z^3 = 108; \quad \frac{df}{dy} = 2xyz^3 = 108;$$

$$\frac{df}{dz} = 2xy^2z^2 = 108$$

Logo,

$$df \cong \Delta f = 108(0,002 + 0,003 + 0,004) = 0,972$$

Finalmente:

$$f(x + \Delta x, y + \Delta y, z + \Delta z) = 0,972 + (1)(2^2)(3^3)$$

$$f(x + \Delta x, y + \Delta y, z + \Delta z) = 108,972$$

**Exercícios Propostos**

A.9) Avaliar o incremento

$$\Delta f = f(a + \Delta x, b + \Delta y) - f(a, b) \quad \text{se}$$

$$f(x,y) = \ln xy, \quad (a,b) = (1,1) \quad \text{e} \quad \Delta x = -\frac{1}{2}, \Delta y = 3$$

A.10) Avaliar o incremento:

$$\Delta f = f(a + \Delta x, b + \Delta y, c + \Delta z) - f(a, b, c) \quad \text{se}$$

$$f(x,y,z) = 2xy - 3xz + yz \quad ; \quad (a,b,c) = (1,2,4)$$

e  $\Delta x = -1, \Delta y = 2$  e  $\Delta z = 3$

A.11) Calcular a diferencial da função dada:

$$f(x,y) = x^2y - xy^3 + x^3y^2$$

A.12) Usar diferenciais para estimar  $(0,97)^{1,03}$

A.13) Avaliar a variação nas diagonais de um retângulo de  $x=30$  cm de comprimento por  $y=15$  cm de largura, se  $x$  é reduzido de 1 mm e  $y$  é aumentado de 2 mm.

## A.5 Plano Tangente e Normal a uma Superfície

Seja S o gráfico da equação:

$$F(x,y,z) = 0 \tag{A.32}$$

que representa uma superfície. Em Hidrogeologia, S pode ser a superfície da água subterrânea, por exemplo, a superfície freática de um aquífero. Vale lembrar que a equação (A.32) é uma forma implícita da equação de uma superfície:

$$z = f(x,y) \tag{A.33}$$

já que essa equação (A.33) também pode ser escrita:

$$z - f(x,y) = 0 \tag{A.34}$$

Se a variável z é a pressão da água, então a superfície S é chamada **superfície piezométrica**. Se z é a carga hidráulica, tem-se uma **superfície potenciométrica**. Seja  $P_0 = (x_0, y_0, z_0)$  um ponto fixo em S (que pode ser a pressão da água medida na superfície piezométrica dentro de um poço) e seja C uma curva em S, passando por  $P_0$ , definida pelo vetor de posição:

$$\mathbf{x}(t) = x(t)\mathbf{i} + y(t)\mathbf{j} + z(t)\mathbf{k} \quad (\alpha \leq t \leq \beta) \tag{A.35}$$

Admite-se que C é uma curva "suave", ou contínua, o que significa que as funções x(t), y(t) e z(t) são continuamente diferenciáveis em  $(\alpha, \beta)$  e satisfazem à condição:

$$[x'(t)]^2 + [y'(t)]^2 + [z'(t)]^2 \neq 0 \tag{A.36}$$

isto é, as derivadas parciais não são todas nulas simultaneamente. Como a curva C está na superfície S, temos:

$$F(x(t), y(t), z(t)) = 0 \tag{A.37}$$

Se S é uma superfície piezométrica, a equação (A.37) indica que se trata de uma superfície livre, na qual a pressão em todos os pontos é nula, ou seja, é igual à pressão atmosférica, cujo valor é nulo porque é uma pressão de referência, que atua igualmente em todos os pontos (x,y,z) ou [x(t), y(t), z(t)] da superfície.

Usando a regra da cadeia para diferenciar em relação a t no ponto  $P_0$ , onde  $t=t_0$  tem-se:

$$dF = F_x(x_0, y_0, z_0)x'(t_0) + F_y(x_0, y_0, z_0)y'(t_0) + F_z(x_0, y_0, z_0)z'(t_0) = 0 \tag{A.38}$$

A equação (A.38) nos informa que o produto interno dos vetores:

$$F_x(x_0, y_0, z_0)\mathbf{i} + F_y(x_0, y_0, z_0)\mathbf{j} + F_z(x_0, y_0, z_0)\mathbf{k} \tag{A.39}$$

e

$$x'(t_0)\mathbf{i} + y'(t_0)\mathbf{j} + z'(t_0)\mathbf{k} \tag{A.40}$$

é igual a zero, o que significa que esses vetores são perpendiculares. Mas:

- A equação (A.40) é o vetor velocidade  $\mathbf{v}(t_0)$  no ponto  $P_0$ , de um ponto móvel P que se desloca ao longo da curva C e esse vetor é tangente à curva C em  $P_0$ .
- A equação (A.39) é um vetor perpendicular a  $\mathbf{v}(t_0)$ , para qualquer curva "suave" em S passando por  $P_0$ . Sendo normal à tangente à curva C no ponto  $P_0$ , esse vetor é representado por  $\mathbf{n}$  e se escreve:

$$\mathbf{n} = F_x(x_0, y_0, z_0)\mathbf{i} + F_y(x_0, y_0, z_0)\mathbf{j} + F_z(x_0, y_0, z_0)\mathbf{k} \tag{A.41}$$

O plano tangente à superfície S ou  $F(x,y,z)=0$  é a diferencial  $dF = F_x dx + F_y dy + F_z dz = 0$ . Segue-se daí que o plano que passa por  $P_0$ , com normal  $\mathbf{n}$  contém a linha tangente à curva C em S. Esse plano é o gráfico (figura A.3) da equação:

$$F_x(x_0, y_0, z_0)(x - x_0) + F_y(x_0, y_0, z_0)(y - y_0) + F_z(x_0, y_0, z_0)(z - z_0) = 0 \tag{A.42}$$

**Nota:** observe que os vetores  $\mathbf{v}(t_0)$  e  $\mathbf{n}$  não são nulos por conta das hipóteses feitas sobre as derivadas  $x'$ ,  $y'$ ,  $z'$  e sobre as derivadas parciais  $F_x, F_y, F_z$ .

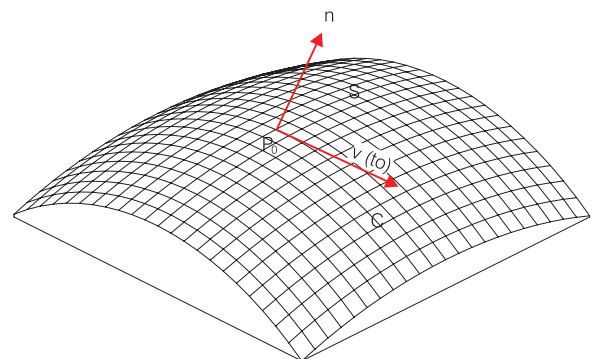


Figura A.3 - Tangente e normal a uma superfície.

### Linha Normal a uma Curva

**TEOREMA A.2 (linhas normais)** - duas linhas oblíquas são normais ou perpendiculares, se e somente se o produto de suas declividades é igual a -1.

Se uma curva  $y=f(x)$  possui uma tangente T em um ponto  $P=(a, f(a))$ , então a linha N, perpendicular à tangente, passando por P, é chamada linha normal ou, simplesmente, normal à curva no ponto P.

Como a declividade da tangente é dada por  $f'(a)$ , então, pelo teorema das linhas normais, a declividade da normal N é igual a  $-1/f'(a)$  sendo  $f'(a) \neq 0$  (figura A.4). Se  $f'(a)=0$ , a tangente T é a linha horizontal  $y=f(a)$  passando por P e a normal será a linha vertical  $x=a$  passando por P (figura A.5). Logo, a equação da normal à curva  $y=f(x)$  no ponto  $P=(a, f(a))$  é:

$$\begin{cases} y = -\frac{1}{f'(a)}(x - a) + f(a) & \text{se } f'(a) \neq 0 \\ x = a & \text{se } f'(a) = 0 \end{cases} \tag{A.43}$$

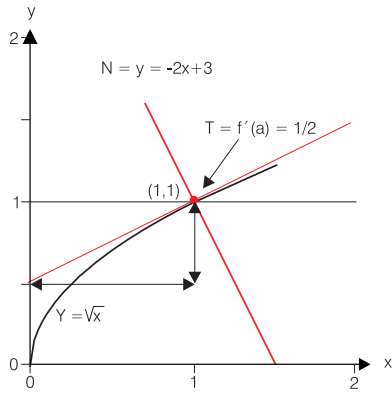


Figura A.4 - Declividade da tangente para  $f'(a) \neq 0$ .

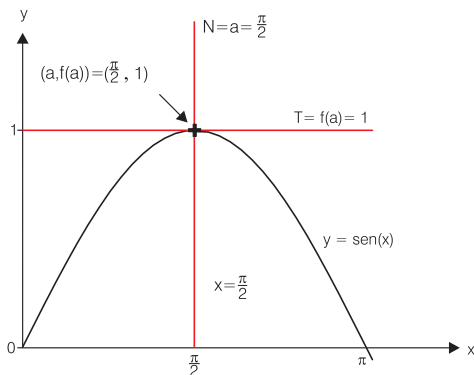


Figura A.5 - Declividade da tangente para  $f'(a) = 0$ .

### Linha Normal a uma Superfície

O vetor  $\mathbf{n}$  definido pela equação (A.41) é normal à superfície  $S$  em  $P_0$ . Assim, qualquer linha que passa por  $P_0$  paralela a  $\mathbf{n}$  é perpendicular ao plano tangente a  $S$  em  $P_0$  e é, portanto, uma linha normal.

A linha normal à superfície  $S$  em  $P_0$  tem equações paramétricas:

$$\frac{x - x_0}{F_x(x_0, y_0, z_0)} = \frac{y - y_0}{F_y(x_0, y_0, z_0)} = \frac{z - z_0}{F_z(x_0, y_0, z_0)} \quad (A.44)$$

**Exemplo** - determinar o plano tangente e a linha normal ao elipsóide abaixo, no ponto  $P_0(x_0, y_0, z_0)$ .

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} + \frac{z^2}{c^2} = 1 \quad (A.45)$$

Solução:

$$F(x, y, z) = \left( \frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} + \frac{z^2}{c^2} \right) - 1 = 0$$

**Plano tangente** - Equação (A.42):

$$F_x(P_0)(x - x_0) + F_y(P_0)(y - y_0) + F_z(P_0)(z - z_0) = 0$$

$$F_x(P_0) = \frac{2x_0}{a^2}; \quad F_y(P_0) = \frac{2y_0}{b^2}; \quad F_z(P_0) = \frac{2z_0}{c^2}$$

e, portanto:

$$\frac{2x_0}{a^2}(x - x_0) + \frac{2y_0}{b^2}(y - y_0) + \frac{2z_0}{c^2}(z - z_0) = 0$$

$$\frac{2x_0x}{a^2} + \frac{2y_0y}{b^2} + \frac{2z_0z}{c^2} - \left( \frac{2x_0^2}{a^2} + \frac{2y_0^2}{b^2} + \frac{2z_0^2}{c^2} \right) = 0$$

como  $P_0 \in S$  a soma dos termos entre parênteses é igual a 1. Logo, a equação do plano tangente ao elipsóide é:

$$\frac{x_0x}{a^2} + \frac{y_0y}{b^2} + \frac{z_0z}{c^2} = 1$$

Linha normal - Equação (A.44)

$$\frac{x - x_0}{F_x(P_0)} = \frac{y - y_0}{F_y(P_0)} = \frac{z - z_0}{F_z(P_0)}$$

$$\frac{a^2(x - x_0)}{2x_0} = \frac{b^2(y - y_0)}{2y_0} = \frac{c^2(z - z_0)}{2z_0}$$

### Exercícios Propostos

A.14) Escreva as equações do plano tangente e da linha normal ao gráfico da equação dada, no ponto fixo  $P_0$ , especificado.

- a)  $y^2 = 5x$ ;  $P_0 = (1, 2, 3)$
- b)  $z = 2x^2 - 3y^2$ ;  $P_0 = (-1, 2, 3)$
- c)  $xyz = a^3$ ;  $P_0 = (3, 4, 5)$
- d)  $z = \ln(x^2 + y^2)$ ;  $P_0 = (1, 0, 2)$

A.15) O gráfico da equação  $x^2 + y^2 - z^2 = 0$  é um cone. Examine as derivadas parciais dessa equação e responda em que ponto do cone o plano tangente e a linha normal são indefinidos.

### A.6 Derivada Dirigida e Gradiente

As derivadas parciais de uma função  $f(P) = f(x, y, z)$  fornecem as taxas de variação de  $f$  ao longo dos três eixos coordenados. Seja  $f$  definida em uma vizinhança de um ponto fixo  $P_0(x_0, y_0, z_0)$  e seja  $L$  uma linha orientada, passando por  $P_0$  e com ângulos diretores  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\gamma$  (figura A.6). As componentes do vetor unitário  $\mathbf{u} = (|\mathbf{u}| \cos \alpha, |\mathbf{u}| \cos \beta, |\mathbf{u}| \cos \gamma)$  são as projeções de  $\mathbf{u}$  na direção da linha  $L$ . Então, a linha  $L$  tem a direção do vetor unitário  $\mathbf{u} = (\cos \alpha)\mathbf{i} + (\cos \beta)\mathbf{j} + (\cos \gamma)\mathbf{k}$  e  $L$  tem equações paramétricas:

$$\begin{aligned} x(t) &= x_0 + t \cos \alpha, & y(t) &= y_0 + t \cos \beta, \\ z(t) &= z_0 + t \cos \gamma \end{aligned} \quad (A.46)$$

**Definição 1** - a derivada direcional de  $f$  em  $P_0$  na direção de  $L$  ou  $\mathbf{u}$ , simbolizada por  $D_{\mathbf{u}}f(P_0)$  é igual a:

$$\lim_{t \rightarrow 0} \frac{f(x_0 + t \cos \alpha, y_0 + t \cos \beta, z_0 + t \cos \gamma) - f(x_0, y_0, z_0)}{t} \quad (A.47)$$



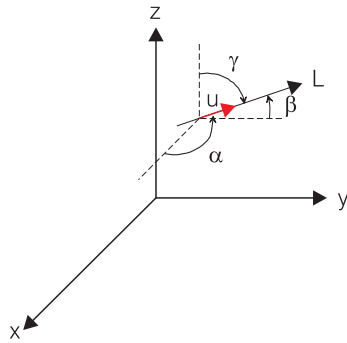


Figura A.6 - Linha passando por P<sub>0</sub>.

Desde que o limite exista e seja finito. Observe que se L coincidir com o eixo dos x, então:

$$\alpha = 0 \text{ e } \beta = \gamma = \frac{\pi}{2}$$

A equação (A.47) se reduz a:

$$\lim_{t \rightarrow 0} \frac{f(x_0 + t, y_0, z_0) - f(x_0, y_0, z_0)}{t} = \frac{\partial f(P_0)}{\partial x(t)} = \frac{\partial f(P_0)}{\partial x} \frac{dx}{dt}$$

Ou seja, o limite é igual à derivada parcial de *f* em relação *x* no ponto P<sub>0</sub>. O mesmo acontece nas direções dos eixos *y* e *z*, nas quais os limites são, respectivamente, as derivadas parciais em relação a *y* e a *z*. Considerando as três direções pode-se, então, escrever:

$$D_u f(P_0) = \frac{\partial f(P_0)}{\partial x} \frac{dx}{dt} + \frac{\partial f(P_0)}{\partial y} \frac{dy}{dt} + \frac{\partial f(P_0)}{\partial z} \frac{dz}{dt} \quad (A.48)$$

Nota-se, das equações (A.46), que a equação (A.48) pode ser escrita:

$$D_u f(P_0) = \frac{\partial f(P_0)}{\partial x} \cos \alpha + \frac{\partial f(P_0)}{\partial y} \cos \beta + \frac{\partial f(P_0)}{\partial z} \cos \gamma \quad (A.49)$$

Observa-se, ainda, que a equação (A.49) é o produto interno dos vetores

$$\nabla f(P_0) = \frac{\partial f(P_0)}{\partial x} \mathbf{i} + \frac{\partial f(P_0)}{\partial y} \mathbf{j} + \frac{\partial f(P_0)}{\partial z} \mathbf{k} \text{ e}$$

$$\mathbf{u} = (\cos \alpha) \mathbf{i} + (\cos \beta) \mathbf{j} + (\cos \gamma) \mathbf{k}$$

de modo que se pode, finalmente, escrever:

$$D_u f(P_0) = \nabla f(P_0) \cdot \mathbf{u} \quad (A.50)$$

**Dica 1** - se **a** é um vetor não nulo e não unitário, a derivada direcional de *f* em P<sub>0</sub> a direção de **a**, é definida como a derivada direcional de *f* em P<sub>0</sub> na direção do vetor unitário  $\mathbf{u} = \frac{\mathbf{a}}{|\mathbf{a}|}$ , que tem a mesma direção de **a**, isto é:

$$D_a f(P_0) = \nabla f(P_0) \cdot \frac{\mathbf{a}}{|\mathbf{a}|} \quad (A.51)$$

**Dica 2** - pela definição do produto interno, a derivada dirigida (A.50)  $D_u f(P_0) = \nabla f(P_0) \cdot \mathbf{u} = |\nabla f(P_0)| |\mathbf{u}| \cos \theta$ , ou

simplesmente (já que  $|\mathbf{u}| = 1$ ),  $D_u f(P_0) = |\nabla f(P_0)| \cos \theta$ , sendo  $\theta$  o menor ângulo entre os vetores  $\nabla f$  e  $\mathbf{u}$ . Quando  $\mathbf{u}$  tem a direção de  $\nabla f$ ,  $\theta = 0$  e  $\cos \theta = 1$  e portanto, a direção do gradiente é a de máxima taxa de crescimento da função *f* e a magnitude desse crescimento é igual à magnitude do gradiente  $|\nabla f(P_0)|$ . A direção de máximo decréscimo da função também é a direção do gradiente, porque quando  $\mathbf{u}$  tem a direção de  $-\nabla f$ ,  $\theta = \pi$  e  $\cos \pi = -1$  e a sua magnitude é igual a  $-|\nabla f(P_0)|$ . Em qualquer direção ortogonal ao gradiente, a derivada dirigida é nula, porque  $\theta = \frac{\pi}{2}$  e  $\cos \theta = 0$ .

**Exemplo** - a distribuição de carga hidráulica de um aquífero é dada por  $h = 50 + 3x^2 - 3y^2$  (figura A.7).

a) No ponto (1,-2), em que direção o potencial hidráulico cresce mais rapidamente?

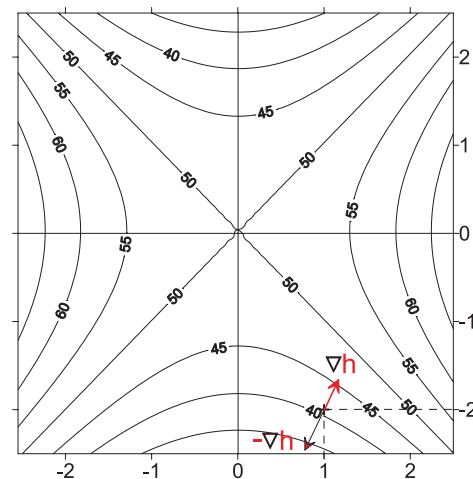


Figura A.7 - Distribuição da carga hidráulica.

- b) Em que direção ele decresce mais rapidamente?
- c) Qual é a magnitude desse crescimento ou decréscimo?
- d) Em que direção ele varia menos?

Solução:

$$\nabla h = \frac{\partial h}{\partial x} \mathbf{i} + \frac{\partial h}{\partial y} \mathbf{j} = 6x \mathbf{i} - 6y \mathbf{j}$$

No ponto (1,-2),  $\nabla h = 6\mathbf{i} + 12\mathbf{j}$  e  $-\nabla h = -6\mathbf{i} - 12\mathbf{j}$ , a carga hidráulica:

- a) Cresce mais rapidamente na direção de  $6\mathbf{i} + 12\mathbf{j}$ ;
- b) Decresce mais rapidamente na direção de  $-6\mathbf{i} - 12\mathbf{j}$ ;
- c) A magnitude do crescimento ou decréscimo é igual a:

$$|\nabla h| = \sqrt{6^2 + 12^2} = \sqrt{180}$$

- d) A menor variação ocorre na direção normal ao gradiente, ou seja, na direção do vetor unitário  $(-12\mathbf{i} + 6\mathbf{j})/\sqrt{180}$  que é perpendicular a  $\nabla h$ .

**Dica 3** - o escoamento da água subterrânea se realiza dos pontos de maior carga hidráulica para os pontos de menor carga hidráulica. Logo, o caminho percorrido por uma partícula que começa na posição (1, -2) é na direção  $-\nabla h$ . Tecnicamente, uma direção é um vetor unitário e por isso, nos cálculos, o caminho percorrido pela partícula deve ter a direção  $(-6\mathbf{i}-12\mathbf{j})/\sqrt{180}$ .

**Dica 4** - o vetor gradiente é normal à curva  $h(x,y)=C$  para qualquer constante  $C$  e, portanto, a derivada dirigida de  $h$  na direção do gradiente hidráulico é:

$$\text{derivada normal} = \frac{dh}{dn} = |\nabla h| \quad (\text{A.52})$$

### Campos Vetoriais Conservativos

Suponha que para cada ponto (vetor de posição)  $\mathbf{x}=(x,y)$  em  $\mathbb{R}^2$  ou  $\mathbf{x}=(x,y,z)$  em  $\mathbb{R}^3$  existe um outro vetor  $\mathbf{F}(\mathbf{x})$  em  $\mathbb{R}^2$  ou  $\mathbb{R}^3$ . Então,  $\mathbf{F}(\mathbf{x})$  é de fato uma função vetorial<sup>(1)</sup> chamada **vetor campo** ou **campo vetorial**. Se existir uma função escalar  $f(\mathbf{x})$  tal que o gradiente de  $f$  seja igual ao vetor campo  $\mathbf{F}$ , isto é, se:  $\nabla f(\mathbf{x})=\mathbf{F}(\mathbf{x})$ , ou, mais exatamente, se:

$$\mathbf{F} = -\nabla f \quad (\text{A.53})$$

para alguma função  $f$ , então, diz-se que  $\mathbf{F}$  é um **campo vetorial conservativo** e  $f$  é uma **função potencial**. A introdução do sinal menos significa simplesmente que o gradiente  $\nabla f$  aponta no sentido do potencial decrescente.

Considere agora uma partícula de massa  $m$ , movendo-se sob a ação de uma força  $\mathbf{F}$  ao longo de uma curva  $\mathbf{x}(t)=x(t)\mathbf{i}+y(t)\mathbf{j}$  diferenciável. O vetor velocidade da partícula é:

$$\frac{d\mathbf{x}}{dt} = \mathbf{v} = \frac{dx}{dt}\mathbf{i} + \frac{dy}{dt}\mathbf{j}$$

Considere, ainda, que a força  $\mathbf{F}$  representa um campo vetorial conservativo, ou seja,  $\mathbf{F}(\mathbf{x})=-\nabla f(\mathbf{x})$  para alguma função diferenciável  $f$ . Pela segunda lei de Newton:

$$\mathbf{F}(\mathbf{x}(t)) = m\mathbf{a}(t) = m \frac{d}{dt} \left( \frac{d\mathbf{x}}{dt} \right) = m \frac{d\mathbf{v}}{dt} \quad (\text{A.54})$$

como  $\mathbf{F}$  é conservativo, a equação (A.53) implica em:

$$-\nabla f(\mathbf{x}(t)) = m \frac{d\mathbf{v}}{dt}$$

ou

$$m \frac{d\mathbf{v}}{dt} + \nabla f(\mathbf{x}) = 0 \quad (\text{A.55})$$

Pela regra da cadeia a derivada total de uma função  $f=f(x(t), y(t))$  é igual a

$$\frac{df}{dt} = \frac{\partial f}{\partial x} \frac{dx}{dt} + \frac{\partial f}{\partial y} \frac{dy}{dt}$$

Note que essa expressão é o produto interno do vetor gradiente de  $f$  pelo vetor velocidade.

Vetor gradiente de  $f$ :

$$\nabla f = \left( \frac{\partial f}{\partial x}, \frac{\partial f}{\partial y} \right) = \frac{\partial f}{\partial x} \mathbf{i} + \frac{\partial f}{\partial y} \mathbf{j} \quad (\text{A.56})$$

Vetor velocidade:

$$\frac{d\mathbf{x}}{dt} = \left( \frac{dx}{dt}, \frac{dy}{dt} \right) = \frac{dx}{dt} \mathbf{i} + \frac{dy}{dt} \mathbf{j} \quad (\text{A.57})$$

$$\frac{df}{dt} = \nabla f \bullet \frac{d\mathbf{x}}{dt} \quad (\text{A.58})$$

Dessa regra resulta, no problema em estudo, que:

$$\frac{d}{dt} f(\mathbf{x}(t)) = \nabla f(\mathbf{x}(t)) \bullet \mathbf{v} \quad (\text{A.59})$$

A derivada temporal do quadrado da velocidade

$$\frac{d}{dt} |\mathbf{v}|^2 = \frac{d}{dt} (\mathbf{v} \bullet \mathbf{v}) = \mathbf{v} \bullet \mathbf{v}' + \mathbf{v}' \bullet \mathbf{v} = 2\mathbf{v} \bullet \frac{d\mathbf{v}}{dt} \quad (\text{A.60})$$

$$\frac{1}{2} \frac{d}{dt} (\mathbf{v} \bullet \mathbf{v}) = \mathbf{v} \bullet \frac{d\mathbf{v}}{dt} \quad (\text{A.61})$$

A forma da equação (A.59), cujos membros são escalares, sugere a conveniência de tomar o produto interno de ambos os membros da equação (A.55), cujos membros são vetores, pelo vetor velocidade  $\mathbf{v}$ , para obter valores escalares, ou seja:

$$m \frac{d\mathbf{v}}{dt} \bullet \mathbf{v} + \nabla f(\mathbf{x}) \bullet \mathbf{v} = 0 \quad (\text{A.62})$$

Substituindo (A.59) e (A.61) em (A.62), obtém-se:

$$m \frac{1}{2} \frac{d}{dt} (\mathbf{v} \bullet \mathbf{v}) + \frac{d}{dt} f(\mathbf{x}(t)) = 0 \quad (\text{A.63})$$

ou ainda

$$\frac{d}{dt} \left[ \frac{1}{2} m v^2 + f(\mathbf{x}(t)) \right] = 0 \quad (\text{A.64})$$

que implica:

$$\frac{1}{2} m v^2 + f(\mathbf{x}(t)) = C \quad (\text{A.65})$$

$\frac{1}{2} m v^2$	+	$f(\mathbf{x}(t))$	=	$C$
Energia cinética da partícula		Energia potencial da partícula		Energia total constante

Essa é uma das versões da **lei da conservação da energia**. O **princípio da conservação da energia** estabelece que a energia pode ser transformada de uma forma para outra, mas não pode ser criada ou destruída; ou seja, se o campo  $\mathbf{F}$  é conservativo, a energia total é constante. Um exemplo de força conservativa é a força gravitacional.

<sup>(1)</sup> Função cujo argumento é um vetor.

**Exercícios Propostos**

A.16) Calcule o gradiente  $\nabla f$  da função  $f$  dada e use-o para calcular a derivada dirigida de  $f$  na direção do vetor  $a$  especificado:

a)  $f(x,y) = 4x - 3y, P_0 = (2,1), a = 10i - 5j$

b)  $f(x,y) = \sqrt{x^2 + y^2}, P_0 = (9,7), a = i - j$

A.17) Use o programa Surfer® para traçar as curvas de nível da função dada nos exercícios (d) e (c) e desenhe o vetor gradiente no ponto  $P_0$  especificado.

c)  $f(x,y) = \frac{x^2}{4} + y^2, P_0 = \left(1, \frac{\sqrt{3}}{2}\right)$

d)  $f(x,y) = x - \frac{y^2}{4}, P_0 = (2,-1)$

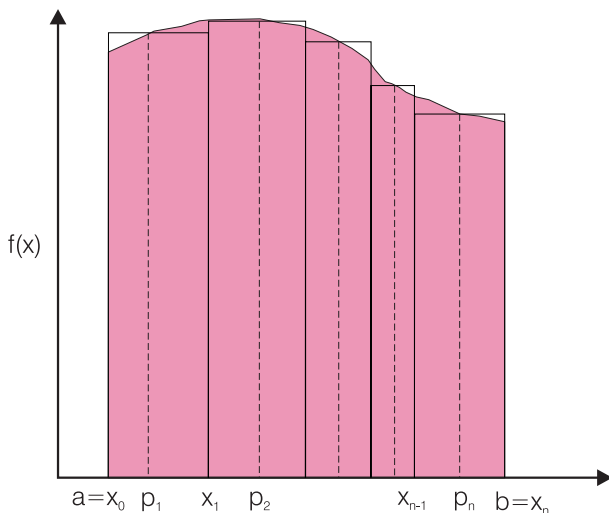
A.18) Qual é a taxa de decaimento máximo da superfície  $z=f(x,y)=xy$  no ponto  $(4,-3)$  e em que direção ela ocorre?

## A.7 Integrais Duplas (Área sob uma curva e a integral definida)

Da mesma forma que o problema geral da tangente a uma curva leva ao conceito de derivada, o problema geral da área de uma região  $R$  leva ao conceito de integral. De fato, a área sob uma curva  $y=f(x)$ , de  $x=a$  até  $x=b$  é entendida como a área  $A$  da região plana  $R$  limitada pelas linhas verticais  $x=a, x=b$ , pelo eixo- $x$  e pela curva  $y=f(x)$ .

Substituir  $f(x)$  por  $f(p_i)$  é o mesmo que substituir as faixas com topos curvos pelos retângulos  $f(p_i)(x_i-x_{i-1})$  (figura A.8). A soma das áreas desses retângulos é igual a:

$$\sum_{i=1}^n f(p_i)(x_i - x_{i-1}) = \sum_{i=1}^n f(p_i) \Delta x_i \tag{A.66}$$



**Figura A.8** - Faixas com topos curvos substituídas por retângulos.

Esta soma é uma aproximação da área da região  $R$ , tanto melhor quanto menores forem os subintervalos em que o eixo- $x$  é arbitrariamente dividido. Se os comprimentos máximos dos subintervalos são dados por:

$$\begin{aligned} \mu &= \max\{(x_1 - x_0), \dots, (x_n - x_{n-1})\} \\ &= \max\{\Delta x_1, \dots, \Delta x_n\} \end{aligned} \tag{A.67}$$

então, a área  $A$  é definida como o limite:

$$A = \lim_{\mu \rightarrow 0} \sum_{i=1}^n f(p_i) \Delta x_i \tag{A.68}$$

Esse limite é também chamado **integral definida** ou, simplesmente, **integral de  $f$**  de  $a$  até  $b$  e se escreve:

$$A = \int_a^b f(x) dx \tag{A.69}$$

**Dica** - embora motivada pelo problema da área, a integral tem aplicações em uma grande variedade de problemas que nada têm a ver com área. A integral definida (equação A.69) é um número e a operação que leva da função  $f$  a esse número é chamada **integração**, cujo símbolo é um  $\int$  estilizado criado por Leibnitz, sugerindo que essa operação tem a ver com soma, pelo menos no limite.

**Integração múltipla** - é o conceito análogo da integral definida de uma função de uma variável, para uma função de várias variáveis.

### Região Normal

Seja a superfície  $f(x,y)$  definida em uma região de integração  $R$ , normal. Uma região normal é uma classe de região que possui uma área ampla o bastante para incluir todas as regiões encontradas nas aplicações práticas do cálculo, segundo as definições que seguem:

**Região verticalmente simples** - é o conjunto de todos os pontos  $(x,y)$  que satisfazem às desigualdades:

$$a \leq x \leq b \quad g_1(x) \leq y \leq g_2(x) \text{ (figura A.9).}$$

**Região horizontalmente simples** - é o conjunto de todos os pontos  $(x,y)$  que satisfazem às desigualdades:

$$d \leq y \leq c \quad h_1(y) \leq x \leq h_2(y) \text{ (figura A.10).}$$

**Região simples** - é aquela que, ao mesmo tempo, é verticalmente simples e horizontalmente simples. Obedece às desigualdades:

$$g_1(x) \leq y \leq g_2(x) \quad h_1(y) \leq x \leq h_2(y) \text{ (figura A.11).}$$

**Região normal** - é uma região fechada que pode ser decomposta em um número finito de sub-regiões verticalmente ou horizontalmente simples, desenhando-se linhas paralelas aos eixos coordenados. Assim, uma região verticalmente ou horizontalmente simples, é uma região normal.

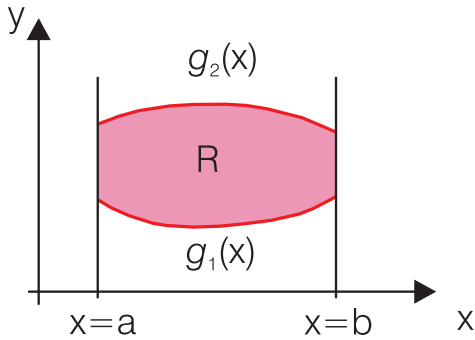


Figura A.9 - Região verticalmente simples.

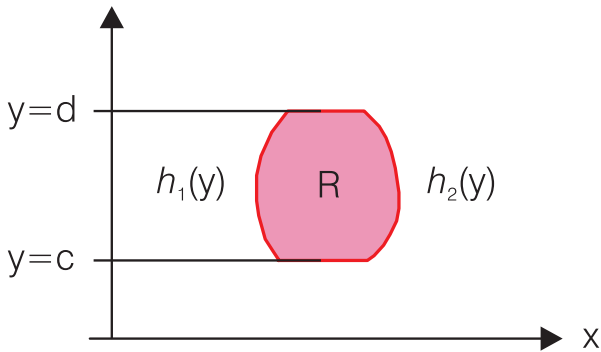


Figura A.10 - Região horizontalmente simples.

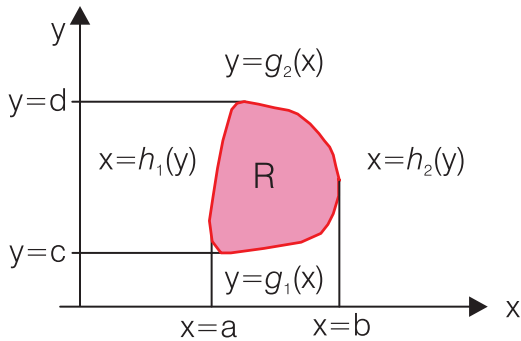


Figura A.11 - Região simples.

**Exemplo** - A região anular  $R = \{(x,y): 1 \leq x^2 + y^2 \leq 4\}$  que representa o anel circular compreendido entre os círculos de raios 1 e 2, centrados na origem, não é verticalmente simples nem horizontalmente simples, porém, é uma região normal (figura A.12).

As regiões  $R_1$  e  $R_2$  são horizontalmente simples e as regiões  $R'_1$  e  $R'_2$  são verticalmente simples. Todas essas regiões possuem áreas bem definidas e facilmente calculáveis. Por exemplo:

Para a região horizontalmente simples (figura A.13):

$$R_1: A = \int_{y=0}^{y=2} [h_2(y) - h_1(y)] dy$$

Para a região verticalmente simples (figura A.14):

$$R'_2: A = \int_{x=0}^{x=2} [g_2(x) - g_1(x)] dx$$

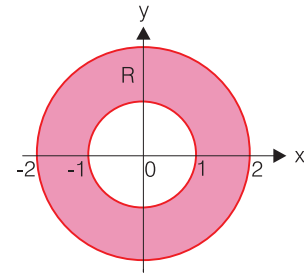


Figura A.12 -  $R = \{(x,y): 1 \leq x^2 + y^2 \leq 4\}$

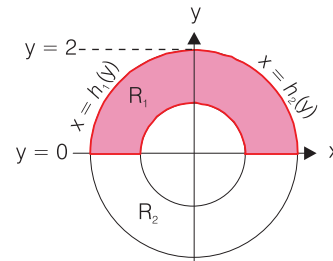


Figura A.13 -  $R: 0 \leq y \leq 2 \quad h_1(y) \leq x \leq h_2(y)$

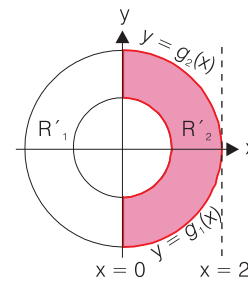


Figura A.14 -  $R'_2: 0 \leq x \leq 2 \quad g_1(x) \leq y \leq g_2(x)$

**Definição:** a integral dupla de uma função  $f(x,y)$  em uma região normal  $R$  é definida como segue (figura A.15):

- i) Seja  $Q = \{(x,y): a \leq x \leq b, c \leq y \leq d\}$  uma região retangular no plano-xy, compreendida entre as linhas verticais  $x=a$  e  $x=b$  e as linhas horizontais  $y=c$  e  $y=d$ , paralelas aos eixos coordenados e contendo a região  $R$ .
- ii) Sejam  $x_j (j=0,1,\dots,J)$  e  $y_k (k=0,1,\dots,K)$  sub-divisões arbitrárias com sub-intervalos de tamanho  $\mu_x$  e  $\mu_y$  respectivamente.

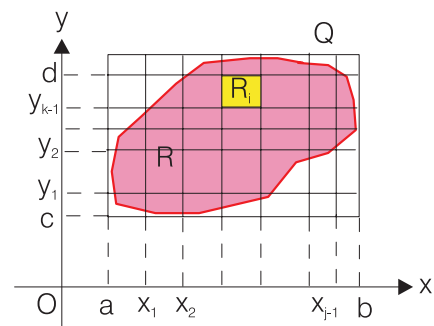


Figura A.15 - Integral dupla.

- iii) Os dois conjuntos de linhas verticais e horizontais subdividem o retângulo Q em JK sub-retângulos e a região R em n sub-regiões fechadas não vazias  $R_1, \dots, R_n$ , sendo  $n \leq JK$ .
- iv) Como R é uma região normal, cada sub-região  $R_i$  possui uma área bem definida  $\Delta A_i$
- v) Se  $f(x,y)$  é uma função de duas variáveis, então podemos escolher um ponto arbitrário  $(p_i, q_i)$  em  $R_i$  e formar a soma de Riemann:

$$S = \sum_{i=1}^n f(p_i, q_i) \Delta A_i \tag{A.70}$$

Supondo que S aproxima um limite finito quando a quantidade  $\mu = \max\{\mu_x, \mu_y\}$  chamada tamanho da malha, tende para zero, então, esse limite é chamado integral dupla de  $f$  na região R, e se escreve:

$$\iint_R f(x,y) dA = \lim_{\mu \rightarrow 0} \sum_{i=1}^n f(p_i, q_i) \Delta A_i \tag{A.71}$$

$f$  é chamado o integrando e R é a região de integração.

**Exemplo** Fazendo  $f(x,y)=1$  na equação (A.71) obtém-se:

$$\iint_R 1 dA = \lim_{\mu \rightarrow 0} \sum_{i=1}^n 1 \cdot \Delta A_i = \lim_{\mu \rightarrow 0} A = A \Rightarrow \iint_R dA = A$$

### Volume sob uma Superfície e a Integral Dupla

Seja  $f(x,y)$  uma função contínua, não negativa, definida em uma região normal R, cujo gráfico é uma superfície S.

- i) Da mesma maneira que as linhas  $x_j (j=0,1,\dots,J)$  e  $y_k (k=0,1,\dots,K)$  no  $\mathbb{R}^2$  sub-dividem a região R em n sub-regiões planas,  $R_1, \dots, R_n$ , os planos  $x_j (j=0,1,\dots,J)$  e  $y_k (k=0,1,\dots,K)$  no  $\mathbb{R}^3$  sub-dividem a região sólida T, compreendida entre a região R e a superfície S em n sub-regiões tridimensionais  $T_1, \dots, T_n$ .
- ii) Cada sub-região tridimensional  $T_i$  é uma coluna de topo curvo que pode ser aproximada por um prisma de base  $R_i$  e altura  $f(p_i, q_i)$  com volume  $f(p_i, q_i) \Delta A_i$ , em cada ponto  $(p_i, q_i) \in R_i$  (figura A.16).

- iii) A soma  $\sum_{i=1}^n f(p_i, q_i) \Delta A_i$

desses n volumes  $T_i$  é, portanto, uma aproximação para o volume da região sólida T. Essa aproximação é tanto melhor quanto menor for o tamanho da malha  $\mu$ , de partição da região R, valendo notar que  $\mu < \epsilon \Rightarrow A_i < \epsilon^2$ .

Devido a esses argumentos, define-se o volume V como o limite:

$$V = \lim_{\mu \rightarrow 0} \sum_{i=1}^n f(p_i, q_i) \Delta A_i \tag{A.72}$$

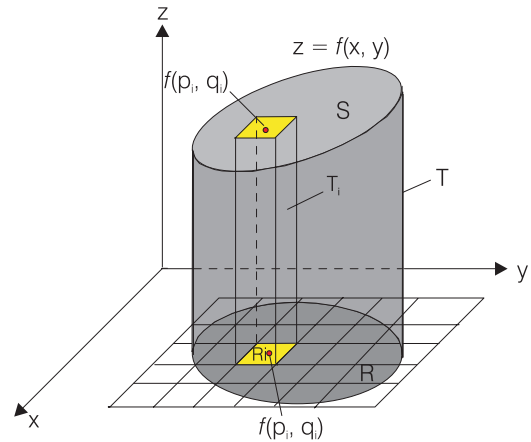


Figura A.16 - Volume sob uma superfície e a integral dupla.

Portanto, da equação (A.71) resulta:

$$V = \iint_R f(x,y) dA \tag{A.73}$$

### Integrais Iteradas

Seja R uma região verticalmente simples definida pelas desigualdades  $a \leq x \leq b, g_1(x) \leq y \leq g_2(x)$  em um intervalo  $[a,b]$  (figura A.17). Então a integral:

$$I_R = \int_a^b \left[ \int_{g_1(x)}^{g_2(x)} f(x,y) dy \right] dx \tag{A.74}$$

é chamada integral iterada de  $f$  na região R.

- i) Para obter  $I_R$  integramos  $f(x,y)$  primeiro em relação

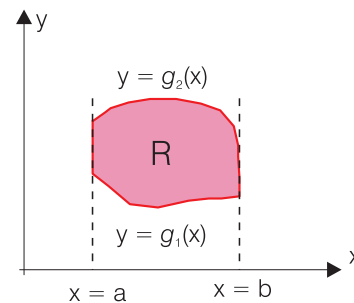


Figura A.17 - Região verticalmente simples R.

a  $y$ , mantendo  $x$  constante, no integrando  $f(x,y)$  e nos limites de integração  $g_1(x)$  e  $g_2(x)$ .

- ii) O resultado da integração é uma função  $I(x)$  que é integrada em relação a  $x$  entre os limites de integração  $a$  e  $b$ .

Analogamente, se R é uma região horizontalmente simples, definida pelas desigualdades  $c \leq y \leq d, h_1(y) \leq x \leq h_2(y)$  em um intervalo  $[c,d]$  (figura A.18), a integral:

$$J_R = \int_c^d \left[ \int_{h_1(y)}^{h_2(y)} f(x,y) dx \right] dy \tag{A.75}$$

é também chamada de integral iterada de  $f$  na região R. As integrais  $I_R$  e  $J_R$  são iguais.

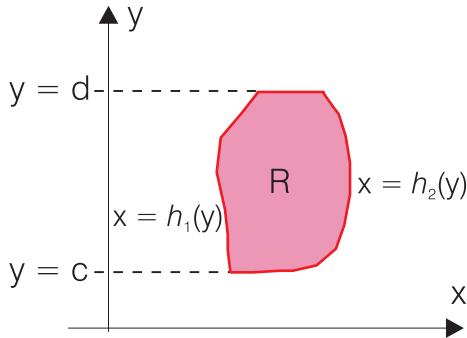


Figura A.18 - Região horizontalmente simples R.

Exemplo 3 - a) Calcular a integral iterada

$$I_R = \int_0^1 dx \int_0^{x^2} (x+y) dy$$

b) Reverter a ordem de integração e calcular  $J_R$

Solução:

a) Dos limites de integração deduz-se que R é a região definida pelas desigualdades  $0 \leq x \leq 1$  e  $0 \leq y \leq x^2$  (figura A.19). Ou seja, R é limitada pelas linhas verticais  $x=0$  e  $x=1$  e pelas funções  $y=g_1(x)=0$  e  $y=g_2(x)=x^2$ . Logo, R é verticalmente simples, porque a integral dada é do tipo  $I_R$  expresso pela equação (A.74).

$$I_R = \int_0^1 dx \left[ \int_0^{x^2} x dy + \int_0^{x^2} y dy \right] = \int_0^1 \left[ xy + \frac{y^2}{2} \right]_{y=0}^{y=x^2} dx$$

$$I_R = \int_0^1 \left[ x^3 + \frac{x^4}{2} \right] dx = \left[ \frac{x^4}{4} + \frac{x^5}{10} \right]_0^1 = \frac{7}{10}$$

b) A ordem de integração é facilmente revertida porque a região R também está limitada pelas linhas horizontais  $y=0$  e  $y=1$  e pelas funções:

$$x=h_1(y) = \sqrt{y} \quad \text{e} \quad x=h_2(y)=1$$

Logo, R é horizontalmente simples e a integral iterada  $J_R$  existe e é dada por (figura A.20):

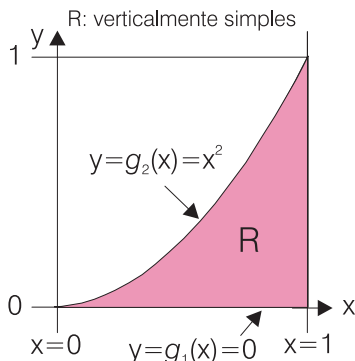


Figura A.19 - Região R definida pelas desigualdades  $0 \leq x \leq 1$  e  $0 \leq y \leq x^2$ .

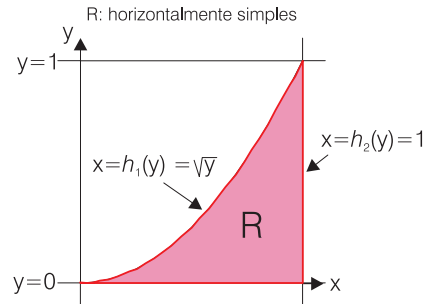


Figura A.20 - Representação da integral iterada.

$$J_R = \int_0^1 dy \int_{\sqrt{y}}^1 [x+y] dx = \int_0^1 \left[ \frac{x^2}{2} + yx \right]_{x=\sqrt{y}}^1 dy$$

$$J_R = \int_0^1 \left[ \left( \frac{1}{2} - \frac{y}{2} \right) + (y - y\sqrt{y}) \right] dy$$

$$J_R = \left[ \frac{y}{2} - \frac{y^2}{4} + \frac{y^2}{2} - \frac{2}{5} y^{5/2} \right]_0^1 = \frac{1}{2} - \frac{1}{4} + \frac{1}{2} - \frac{2}{5} = \frac{3}{4} - \frac{2}{5} = \frac{7}{20}$$

Exercícios Propostos

A.19) Calcular as integrais iteradas:

a)  $\int_0^2 dx \int_0^1 (2x + y^2) dy$       c)  $\int_0^1 dy \int_0^1 \frac{y^2}{x^2 + 1} dx$

b)  $\int_3^5 dy \int_y^{2y} \frac{x}{y} dy$       d)  $\int_0^1 dx \int_x^{x^2} (3x - y) dy$

A.20) Avaliar a integral dupla  $\iint_R xy dA$  na qual R é a região limitada pelos eixos coordenados e pela curva  $\sqrt{x} + \sqrt{y} = 1$ .

A.8 Integrais Triplas

Sejam  $R_{xy}$ ,  $R_{xz}$  e  $R_{yz}$  regiões normais nos planos xy, xz e yz, respectivamente (figura A.21). Então, define-se:

Região z-simples:

$$\{(x, y, z) : (x, y) \in R_{xy}, g_1(x, y) \leq z \leq g_2(x, y)\} \quad (A.76)$$

Região y-simples:

$$\{(x, y, z) : (x, z) \in R_{xz}, h_1(x, z) \leq y \leq h_2(x, z)\} \quad (A.77)$$

Região x-simples:

$$\{(x, y, z) : (y, z) \in R_{yz}, k_1(y, z) \leq x \leq k_2(y, z)\} \quad (A.78)$$

Portanto, desenhando planos paralelos aos eixos coordenados, é possível decompor uma região sólida T em um número finito de sub-regiões simples, cada uma das quais é simples em relação a pelo menos uma das coordenadas. Essas regiões são projeções de T nos planos xy, xz e yz e possuem volumes bem definidos.

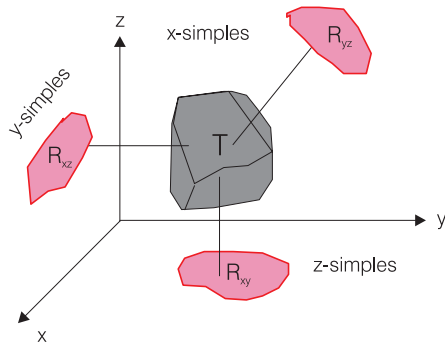


Figura A.21 - Decomposição de uma região sólida em regiões simples.

O volume da região z-simples, definida pela equação (A.76), é exatamente o volume entre a superfície superior  $z=g_2(x,y)$  e a superfície inferior  $z=g_1(x,y)$ , projetadas na região  $R_{xy}$ , no plano-xy. Esse volume é dado pela integral dupla:

$$V = \iint_{R_{xy}} [g_2(x,y) - g_1(x,y)] dx dy \quad (A.79)$$

Analogamente, o volume da região y-simples, definida pela equação (A.77), e o volume da região x-simples, definida pela equação (A.78), são dados pelas integrais duplas:

$$V = \iint_{R_{xz}} [h_2(x,z) - h_1(x,z)] dx dz \quad e \quad (A.80)$$

$$V = \iint_{R_{yz}} [k_2(y,z) - k_1(y,z)] dy dz \quad (A.81)$$

Se a região sólida T é normal, seu volume é definido pela soma dos volumes das sub-regiões, x-simples, y-simples e z-simples, nas quais T pode ser decomposto.

### Definição de Integral Tripla

Seja  $Q = \{(x,y,z): a \leq x \leq b, c \leq y \leq d, A \leq z \leq B\}$  uma caixa retangular fechada, com faces paralelas aos planos coordenados, que contém um sólido T (figura A.22). Sejam  $x_j (j=0,1,\dots,J)$ ,  $y_k (k=0,1,\dots,K)$  e  $z_l (l=0,1,\dots,L)$  os pontos de sub-divisão dos intervalos  $[a,b]$ ,  $[c,d]$  e  $[A,B]$ , com tamanhos  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  e  $\mu_z$ , respectivamente. Os três conjuntos de planos:

$$\begin{aligned} x &= a, x = x_1, x = x_2, \dots, x = x_{j-1}, x = x_j, x = b \\ y &= c, y = y_1, y = y_2, \dots, y = y_{k-1}, y = y_k, y = d \\ z &= A, z = z_1, z = z_2, \dots, z = z_{l-1}, z = z_l, z = B \end{aligned}$$

paralelos aos planos coordenados, constituem a partição da caixa Q em JKL caixinhas e a região sólida T em n sub-regiões não vazias  $T_1, \dots, T_n$  sendo  $n \leq JKL$  (tipicamente  $n \leq JKL$ ) como ilustrado na figura A.22.

Como T é uma região normal, cada sub-região  $T_i$  possui um volume bem definido  $\Delta V_i$ . Logo, dada uma função  $f(x,y,z)$ , de três variáveis, pode-se tomar um ponto arbitrário  $(p_i, q_i, r_i)$  em  $T_i$  e formar a soma de Riemann.

$$S = \sum_{i=1}^n f(p_i, q_i, r_i) \Delta V_i$$

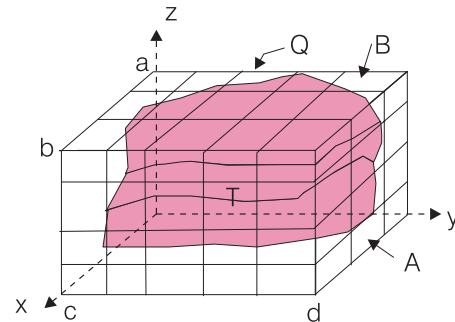


Figura A.22 - Definição de integral tripla.

Supondo que S tende para um limite finito quando o maior tamanho da malha  $\mu = \max\{\mu_x, \mu_y, \mu_z\}$  tende para zero, esse limite é chamado integral tripla de f na região T e se escreve:

$$V = \iiint_T f(x,y,z) dV = \lim_{\mu \rightarrow 0} \sum_{i=1}^n f(p_i, q_i, r_i) \Delta V_i \quad (A.82)$$

### Cálculo de Integrais Triplas

Para avaliar integrais triplas, usa-se procedimento análogo ao das integrais iteradas, já visto para **integrais duplas**, nos quais a primeira integração é feita entre limites variáveis (funções de uma só variável) e a segunda integração é entre limites fixos (pontos terminais dos intervalos  $[a,b]$  ou  $[c,d]$ ). Para **integrais triplas**, a primeira integração também é entre limites variáveis (funções de duas variáveis) e a segunda integração consiste na avaliação de uma integral dupla na região plana obtida quando a região sólida T é projetada em um dos planos coordenados.

**TEOREMA A.3** (Avaliação de uma Integral tripla numa região z-simples). Se  $f(x,y,z)$  é contínua na região z-simples T, definida por  $(x,y) \in R_{xy}, g_1(x,y) \leq z \leq g_2(x,y)$  sendo  $R_{xy}$  uma região normal no plano-xy, então

$$\iiint_T f(x,y,z) dV = \iint_{R_{xy}} dA \int_{g_1(x,y)}^{g_2(x,y)} f(x,y,z) dz \quad (A.83)$$

**TEOREMA A.4** (Avaliação de uma Integral tripla numa região y-simples). Se  $f(x,y,z)$  é contínua na região y-simples T, definida por  $(x,z) \in R_{xz}, h_1(x,z) \leq y \leq h_2(x,z)$  sendo  $R_{xz}$  uma região normal no plano-xz, então:

$$\iiint_T f(x,y,z) dV = \iint_{R_{xz}} dA \int_{h_1(x,z)}^{h_2(x,z)} f(x,y,z) dy \quad (A.84)$$

**TEOREMA A.5** (Avaliação de uma Integral tripla numa região x-simples). Se  $f(x,y,z)$  é contínua na região x-simples T, definida por  $(y,z) \in R_{yz}, k_1(y,z) \leq x \leq k_2(y,z)$  sendo  $R_{yz}$  uma região normal no plano-yz, então:

$$\iiint_T f(x,y,z) dV = \iint_{R_{yz}} dA \int_{k_1(y,z)}^{k_2(y,z)} f(x,y,z) dx \quad (A.85)$$

**Exemplo 1** - Avaliar a integral

$$\iiint_T 2x^3y^2z \, dV$$

sendo a região  $T = \{(x,y,z) : 0 \leq x \leq 1, x^2 \leq y \leq x, x-y \leq z \leq x+y\}$ . Solução:

$$\begin{aligned} \iiint_T 2x^3y^2z \, dV &= \int_0^1 dx \int_{x^2}^x dy \int_{x-y}^{x+y} 2x^3y^2z \, dz \\ &= \int_0^1 dx \int_{x^2}^x \left[ 2x^3y^2 \frac{z^2}{2} \right]_{x-y}^{x+y} dy \\ &= \int_0^1 dx \int_{x^2}^x \left[ 2x^3y^2 \left( \frac{(x+y)^2}{2} - \frac{(x-y)^2}{2} \right) \right] dy \\ &= \int_0^1 dx \int_{x^2}^x 2x^3y^2 \cdot 2xy \, dy = \int_0^1 dx \int_{x^2}^x 4x^4y^3 \, dy \\ &= \int_0^1 \left[ 4x^4 \frac{y^4}{4} \right]_{x^2}^x dx = \int_0^1 \left[ x^4 (x^4 - x^8) \right] dx \\ &= \int_0^1 [x^8 - x^{12}] dx = \frac{1}{9} - \frac{1}{13} = \frac{4}{117} \end{aligned}$$

**Exemplo 2 (Volume)** - calcule o volume da região sólida T do exemplo anterior. Solução:

A região T pode ser envolvida por uma caixa, subdividida em caixinhas de volume  $\Delta V = \Delta x \Delta y \Delta z$ . A soma dos volumes das caixinhas, no limite quando as suas dimensões tendem para zero, é o volume total de T, isto é:

Volume de  $T = \iiint_T dV$ . Então:

$$\begin{aligned} V &= \int_0^1 dx \int_{x^2}^x dy \int_{x-y}^{x+y} dz = \int_0^1 dx \int_{x^2}^x (x+y-(x-y)) dy \\ &= \int_0^1 dx \int_{x^2}^x 2y \, dy = \int_0^1 [y^2]_{x^2}^x dx = \int_0^1 [x^2 - x^4] dx \\ &= \left[ \frac{x^3}{3} - \frac{x^5}{5} \right]_0^1 = \frac{1}{3} - \frac{1}{5} = \frac{2}{15} \end{aligned}$$

**Cálculo de Massa a partir de Densidade**

Seja um cubo de aresta a ( $\equiv$  uma caixinha) centrado em um ponto  $(x,y,z)$  de um objeto sólido T e sejam  $\Delta V$  e  $\Delta m$ , respectivamente, o volume e a massa da parte de T contida na caixinha. Por definição, a função densidade  $\rho(x,y,z) \geq 0$  é expressa por:

$$\rho(x,y,z) = \lim_{a \rightarrow 0} \frac{\Delta m}{\Delta V} \tag{A.86}$$

Se M é a massa total de T então:

$$M = \sum_{i=1}^n \Delta m_i$$

e pode ser aproximada por:

$$\sum_{i=1}^n \rho(\rho_i, q_i, r_i) \Delta V_i$$

que é uma soma de Riemann para a função densidade  $\rho$  em T. No limite quando a partição de T tende para zero, a massa é dada por:

$$M = \lim_{\mu \rightarrow 0} \sum_{i=1}^n \rho(\rho_i, q_i, r_i) \Delta V_i \tag{A.87}$$

e, portanto:

$$M = \iiint_T \rho(x,y,z) \, dV \tag{A.88}$$

**Exemplo 3 (Densidade e Massa)** - a densidade da região  $T = \{(x,y,z) : 0 \leq x \leq 1, x^2 \leq y \leq x, x-y \leq z \leq x+y\}$  é igual a  $\rho(x,y,z) = x+2y+4z$  Kg/m<sup>3</sup>. Qual é a massa?

Solução:

$$\begin{aligned} M &= \iiint_T \rho(x,y,z) \, dV = \int_0^1 dx \int_{x^2}^x dy \int_{x-y}^{x+y} [x+2y+4z] dz \\ &= \int_0^1 dx \int_{x^2}^x \left[ xz + 2yz + 2z^2 \right]_{x-y}^{x+y} dy \\ &= \int_0^1 dx \int_{x^2}^x \left\{ x[x+y-(x-y)] + 2y[x+y-(x-y)] + 2[(x+y)^2 - (x-y)^2] \right\} dy \\ &= \int_0^1 dx \int_{x^2}^x [2xy + 4y^2 + 2(4xy)] dy \\ &= \int_0^1 dx \int_{x^2}^x [10xy + 4y^2] dy \\ &= \int_0^1 \left[ 10x \frac{y^2}{2} + \frac{4y^3}{3} \right]_{x^2}^x dx \\ &= \int_0^1 \left[ 5x(x^2 - x^4) + \frac{4}{3}(x^3 - x^6) \right] dx \\ &= \int_0^1 \left[ 5x^3 - 5x^5 + \frac{4}{3}x^3 - \frac{4}{3}x^6 \right] dx \\ &= \int_0^1 \left[ \frac{19}{3}x^3 - 5x^5 - \frac{4}{3}x^6 \right] dx \\ &= \frac{19}{12} - \frac{10}{12} - \frac{4}{21} = \frac{3}{4} - \frac{4}{21} = \frac{47}{84} \end{aligned}$$

**Exercícios Propostos**

A.21) Avaliar as integrais iteradas

$$\begin{aligned} \text{a)} \quad & \int_0^3 \int_{-2}^0 \int_{-1}^1 dx dy dz & \text{c)} \quad & \int_0^1 dx \int_0^{x^2} dz \int_0^2 (x+y+z) dy \\ \text{b)} \quad & \int_0^1 dx \int_x^1 dy \int_x^y xyz dz & \text{d)} \quad & \int_0^3 dy \int_0^y dx \int_1^e \frac{xy}{z} dz \end{aligned}$$

A.22) Avaliar a integral tripla

$$\iiint_T (x^2 + y^2 + z^2) \, dV$$

sendo T a caixa limitada pelos planos  $x=1, x=2; y=0, y=3; z=-1, z=1$ .



## A.9 Elementos de Análise Vetorial

**Definição 1 – Campo vetorial no  $\mathbb{R}^2$** - Seja  $\Gamma$  uma região no  $\mathbb{R}^2$ . Então  $\mathbf{F}$  é um campo vetorial no  $\mathbb{R}^2$  se  $\mathbf{F}$  atribui a cada vetor  $\mathbf{x}$  em  $\Gamma$  um único vetor  $\mathbf{F}(\mathbf{x})$  no  $\mathbb{R}^2$ .

**Exemplo 1 (Campo gradiente no  $\mathbb{R}^2$ )** - se  $z=f(x,y)$  é uma função diferenciável, então

$$\mathbf{F} = \nabla f = \frac{\partial f}{\partial x} \mathbf{i} + \frac{\partial f}{\partial y} \mathbf{j}$$

é um campo vetorial gradiente.

**Definição 2 (Campo vetorial no  $\mathbb{R}^3$ )** - seja  $S$  uma região no  $\mathbb{R}^3$ . Então  $\mathbf{F}$  é um campo vetorial no  $\mathbb{R}^3$  se  $\mathbf{F}$  atribui a cada vetor  $\mathbf{x}$  em  $S$  um único vetor  $\mathbf{F}(\mathbf{x})$  no  $\mathbb{R}^3$ .

**Exemplo 2 (Campo gradiente no  $\mathbb{R}^3$ )** - se  $u=f(x,y,z)$  é uma função diferenciável, então

$$\mathbf{F} = \nabla f = \frac{\partial f}{\partial x} \mathbf{i} + \frac{\partial f}{\partial y} \mathbf{j} + \frac{\partial f}{\partial z} \mathbf{k}$$

é um campo vetorial gradiente.

**Exemplo 3** - da seção anterior se  $\mathbf{F}=-\nabla f$  para alguma função diferenciável  $z=f(x,y)$  ou  $w=f(x,y,z)$ , então  $\mathbf{F}$  é um campo vetorial conservativo. Campos vetoriais aparecem nas aplicações físicas. São exemplos de campos vetoriais, o campo gravitacional, os campos de forças mecânicas, os campos elétricos, os campos magnéticos. Na hidrogeologia, o movimento da água subterrânea é descrito por um campo de velocidades de fluxo.

**Exemplo 4 (Campo de velocidade de um corpo giratório)** - considere um corpo no espaço girando em torno de um eixo de rotação (como, por exemplo, um disco em um toca disco - figura A.23). A direção do vetor  $\mathbf{w}$  é a do eixo de rotação e o sentido é tal que a rotação parece anti-horária quando se olha do ponto inicial de  $\mathbf{w}$  para o seu ponto terminal. A magnitude de  $\mathbf{w}$  é a velocidade angular, ou seja:  $|\mathbf{w}| = w$ . A velocidade angular ( $w$ ) é dada por:

$$w = \frac{\text{velocidade tangencial de um ponto } \mathbf{x}(t)}{\text{distância de } \mathbf{x} \text{ ao eixo de rotação}} \quad (\text{A.89})$$

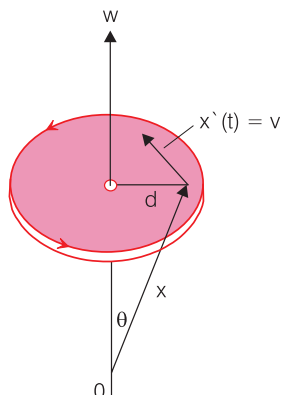


Figura A.23 - Campo de velocidade de um corpo giratório.

$\mathbf{x}(t)$  é o vetor de posição e  $\mathbf{x}'(t) = (d\mathbf{x}/dt) = \mathbf{v}$  é o vetor velocidade tangencial e a magnitude de  $\mathbf{v}$  é a velocidade tangencial, isto é,  $|\mathbf{v}| = v$ . Então:

$$w = v / d \quad (\text{A.90})$$

como  $\theta$  é o ângulo entre  $\mathbf{x}$  e  $\mathbf{w}$ , resulta:  $d = |\mathbf{x}| \text{sen}\theta$

$$wd = |\mathbf{x}| w \text{sen}\theta = |\mathbf{x}| |\mathbf{w}| \text{sen}\theta = |\mathbf{x} \times \mathbf{w}| = v \quad (\text{A.91})$$

O produto vetorial de dois vetores  $\mathbf{a}$  e  $\mathbf{b}$  (nessa ordem), indicado por  $\mathbf{a} \times \mathbf{b}$  é um vetor de magnitude:

$$|\mathbf{a} \times \mathbf{b}| = |\mathbf{a}| |\mathbf{b}| \text{sen}\theta \quad (\text{A.92})$$

$\mathbf{a} \times \mathbf{b}$  é a área do paralelogramo gerada pelos dois vetores  $\mathbf{a}$  e  $\mathbf{b}$ , que é igual ao produto da base  $|\mathbf{a}|$  pela altura  $|\mathbf{b}| \text{sen}\theta$  do referido paralelogramo (figura A.24).

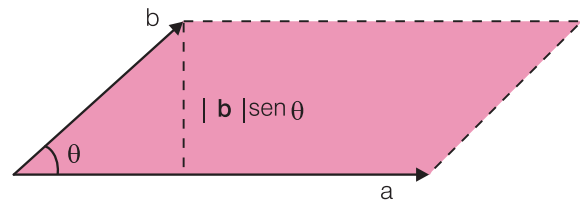


Figura A.24 - Paralelogramo gerado pelos vetores  $\mathbf{a}$  e  $\mathbf{b}$ .

O produto vetorial somente pode ser definido para vetores no espaço. O sistema de coordenadas é do tipo “mão direita”. Ou seja, com a mão direita fechada em torno do eixo de rotação, o polegar estendido indica o sinal do produto vetorial e os outros dedos o sentido da rotação ou ordem do produto vetorial (figura A.25). Com o polegar para cima os outros dedos indicam rotação para a esquerda (vetor  $\mathbf{a} \times \mathbf{b}$ ); com o polegar para baixo (giro de  $180^\circ$ ) os outros dedos indicam rotação para a direita (vetor  $\mathbf{b} \times \mathbf{a}$ ).

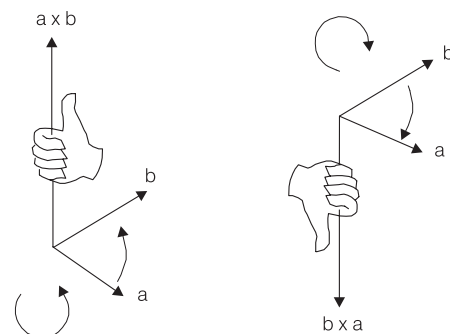
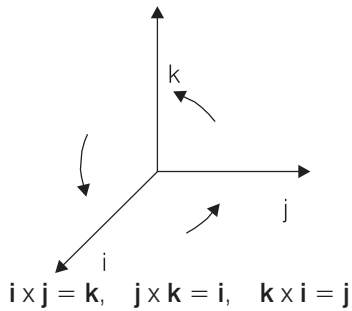


Figura A.25 - Regra da “mão direita”.

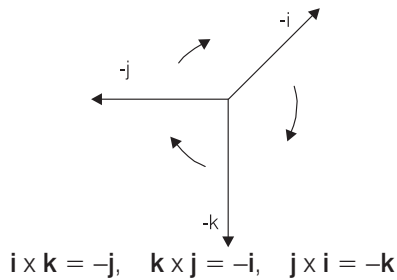
Por exemplo, para os três vetores unitários  $\mathbf{i}$ ,  $\mathbf{j}$  e  $\mathbf{k}$  de um sistema “mão direita” de coordenadas retangulares, tem-se pela equação (A.92) (figuras A.26 e A.27):

$$\mathbf{i} \times \mathbf{i} = 0, \mathbf{j} \times \mathbf{j} = 0, \mathbf{k} \times \mathbf{k} = 0, \text{ porque } \text{sen}0 = 0$$

Agora, da figura A.23 verifica-se que o vetor velocidade  $\mathbf{v} = \mathbf{x}'(t)$  é perpendicular a ambos os vetores  $\mathbf{x}$  e  $\mathbf{w}$ , e tem a direção de  $\mathbf{w} \times \mathbf{x}$ . Combinando esse resultado com a equação (A.91), que expressa a magnitude de  $\mathbf{v}$ , obtém-se:



**Figura A.26** - Vetores unitários  $\mathbf{i}$ ,  $\mathbf{j}$  e  $\mathbf{k}$  de um sistema “mão direita” (anti-horário).



**Figura A.27** - Vetores unitários  $\mathbf{i}$ ,  $\mathbf{j}$  e  $\mathbf{k}$  de um sistema “mão direita” (horário).

$$\mathbf{v} = \mathbf{w} \times \mathbf{x} \tag{A.93}$$

Esse é o campo de velocidades de um corpo giratório em torno de um eixo.

## A.10 Integrais de Linha

As integrais de linha podem ser consideradas:

**Em relação a um comprimento de arco - a função comprimento de arco** (escalar), definida pela equação  $s=s(t)$  ( $t \geq \alpha$ ) é o comprimento do arco ao longo de uma curva  $C$ , com ponto inicial fixo  $P(\alpha)=(x(\alpha),y(\alpha))$  e ponto final variável  $P(t)=(x(t),y(t))$ .

$$s = s(t) = \int_{\alpha}^t \sqrt{\left(\frac{dx}{du}\right)^2 + \left(\frac{dy}{du}\right)^2} du \tag{A.94}$$

sendo  $u$  uma variável de integração adotada simplesmente para evitar confusão com o limite de integração  $t$ . A curva  $C$  é o gráfico do vetor de posição (função vetorial)  $\mathbf{x}(t)=x(t)\mathbf{i}+y(t)\mathbf{j}$  no plano, ou  $\mathbf{x}(t)=x(t)\mathbf{i}+y(t)\mathbf{j}+z(t)\mathbf{k}$ , no espaço. Diferenciando (A.94) em relação ao tempo, obtém-se, no plano, a **magnitude da velocidade**:

$$\frac{ds}{dt} = \sqrt{\left(\frac{dx}{dt}\right)^2 + \left(\frac{dy}{dt}\right)^2} = v = |\mathbf{v}| \tag{A.95}$$

Para um intervalo de tempo ( $\alpha \leq t \leq \beta$ ) a integral de linha em relação a um comprimento de arco, de uma função escalar diferenciável  $f$ , é dada por:

$$\int_C f(x,y)ds = \int_{\alpha}^{\beta} f(x(t),y(t))\frac{ds}{dt} dt \tag{A.96}$$

no plano;

$$\int_C f(x,y,z)ds = \int_{\alpha}^{\beta} f(x(t),y(t),z(t))\frac{ds}{dt} dt \tag{A.97}$$

no espaço.

### Integral de Linha como Trabalho (Forma Vetorial)

Na forma vetorial a integral de linha:

$$\int_C \mathbf{f}(\mathbf{x}) \cdot d\mathbf{x} = \int_{\alpha}^{\beta} \mathbf{f}(x(t),y(t)) \cdot \frac{d\mathbf{x}}{dt} dt \tag{A.98}$$

no plano;

$$\int_C \mathbf{f}(\mathbf{x}) \cdot d\mathbf{x} = \int_{\alpha}^{\beta} \mathbf{f}(x(t),y(t),z(t)) \cdot \frac{d\mathbf{x}}{dt} dt \tag{A.99}$$

no espaço.

Se uma força constante  $\mathbf{F}$  é aplicada a uma partícula que se move ao longo de um vetor  $\mathbf{d}$ , o trabalho realizado pela força sobre a partícula é dado por:

$$W = \mathbf{F} \cdot \mathbf{d} \tag{A.100}$$

Supondo que a partícula se move em um campo vetorial  $\mathbf{F}(\mathbf{x}(t))$ , dado por:

$$\mathbf{F}(\mathbf{x}) = F(x,y) = P(x,y)\mathbf{i} + Q(x,y)\mathbf{j} \tag{A.101}$$

no plano ou

$$\mathbf{F}(\mathbf{x}) = \mathbf{F}(x,y,z) = P(x,y,z)\mathbf{i} + Q(x,y,z)\mathbf{j} + R(x,y,z)\mathbf{k} \tag{A.102}$$

no espaço, ao longo de uma curva  $C$ , expressa por  $\mathbf{x}(t)=x(t)\mathbf{i}+y(t)\mathbf{j}$  no plano, ou  $\mathbf{x}(t)=x(t)\mathbf{i}+y(t)\mathbf{j}+z(t)\mathbf{k}$  no espaço, o trabalho realizado para mover a partícula de  $\mathbf{x}(\alpha)$  para  $\mathbf{x}(\beta)$  é  $W(t)$ . Em um intervalo de tempo ( $\alpha \leq t \leq \beta$ ) o trabalho total para levar a partícula do instante  $t=\alpha$  ao instante  $t=\beta$ , será:

$$W = \int_{\alpha}^{\beta} \mathbf{F}(\mathbf{x}(t)) \cdot \frac{d\mathbf{x}}{dt} dt \tag{A.103}$$

ou ainda:

$$W = \int_C \mathbf{F}(\mathbf{x}) \cdot d\mathbf{x} \tag{A.104}$$

A equação (A.104) é uma integral de linha que expressa o trabalho realizado. Essa integral de linha é uma generalização do conceito de trabalho realizado por uma força variável para uma, duas ou três dimensões.

**Exemplo 1** - Uma partícula se desloca ao longo da parábola  $y=x^2$  definida parametricamente pelo vetor de posição  $\mathbf{x}(t)=t\mathbf{i}+t^2\mathbf{j}$ , em um campo vetorial  $\mathbf{F}=2xy\mathbf{i}+(x^2+y^2)\mathbf{j}$  (figura A.28). Qual é o trabalho realizado quando a partícula muda do ponto (1,1) para o ponto (3,9) se a força é medida em newton e a distância em metro?

**Solução:** Trata-se de uma função vetorial  $\mathbf{F}$  no  $\mathbb{R}^2$ . A curva  $C$  é a função escalar  $y=f(x)=x^2$ , com equação paramétrica  $\mathbf{x}(t)=x(t)\mathbf{i}+y(t)\mathbf{j}=t\mathbf{i}+t^2\mathbf{j}$ . Assim,

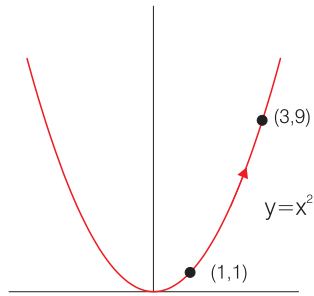


Figura A.28 - Parábola  $y=x^2$ .

a partícula se desloca da posição  $(1\mathbf{i}+1\mathbf{j})$  para a posição  $(3\mathbf{i}+9\mathbf{j})$ , ou seja, entre  $t=1$  e  $t=3$ .

$$\mathbf{F}(\mathbf{x}(t)) = \mathbf{F}(x(t), y(t)) = P(x, y)\mathbf{i} + Q(x, y)\mathbf{j}$$

$$\mathbf{F}(\mathbf{x}(t)) = 2xy\mathbf{i} + (x^2 + y^2)\mathbf{j} = 2t^3\mathbf{i} + (t^2 + t^4)\mathbf{j}$$

$$W = \int_1^3 \mathbf{F}(\mathbf{x}(t), y(t)) \cdot \frac{d\mathbf{x}}{dt} dt ; \frac{d\mathbf{x}}{dt} = \frac{d}{dt}(t\mathbf{i} + t^2\mathbf{j}) = \mathbf{i} + 2t\mathbf{j}$$

O produto interno  $\mathbf{F}(\mathbf{x}(t), y(t)) \cdot \frac{d\mathbf{x}}{dt}$  é dado por:

$$[2t^3\mathbf{i} + (t^2 + t^4)\mathbf{j}] \cdot (\mathbf{i} + 2t\mathbf{j}) = (2t^3)1 + (t^2 + t^4)(2t) = 4t^3 + 2t^5$$

Portanto,

$$W = \int_1^3 (4t^3 + 2t^5) dt = \frac{971}{3} \text{ Jbules}$$

**Exemplo 2:** Avaliar a integral de linha  $\int_C xyz ds$  ao longo da curva C, gráfico da equação

$$\mathbf{x}(t) = t\mathbf{i} + \frac{4}{3}t^{3/2}\mathbf{j} + t^2\mathbf{k}$$

no intervalo de tempo  $(0 \leq t \leq 1)$ .

Solução: Trata-se de uma função escalar no  $\mathbb{R}^3$ , isto é:

$$f = xyz = f(x(t), y(t), z(t)) = t \left( \frac{4}{3}t^{3/2} \right) (t^2) = \frac{4}{3}t^{9/2}$$

Logo

$$\int_C xyz ds = \int_a^b f(x(t), y(t), z(t)) \frac{ds}{dt} dt$$

$$\frac{ds}{dt} = \sqrt{\left(\frac{dx}{dt}\right)^2 + \left(\frac{dy}{dt}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dt}\right)^2} = \sqrt{1 + 4t + 4t^2} dt$$

$$\Rightarrow \int_0^1 \frac{4}{3}t^{9/2} (1 + 2t) dt = \frac{4}{3} \left[ \frac{2}{11}t^{11/2} + \frac{4}{13}t^{13/2} \right]_0^1 = \frac{280}{429}$$

**Exemplo 3:** Dada a função vetorial

$$\mathbf{F}(x, y) = P(x, y)\mathbf{i} + Q(x, y)\mathbf{j} = y\mathbf{i} + x\mathbf{j}$$

calcule  $\int_C \mathbf{F}(\mathbf{x}) \cdot d\mathbf{x}$

quando a curva C é: a) a linha reta de  $(0,0)$  a  $(1,1)$ ; b) a parábola  $y=x^2$  de  $(0,0)$  a  $(1,1)$ ; c) a curva  $\mathbf{x}(t)=t^{3/2}\mathbf{i}+t^5\mathbf{j}$ .

Solução:

a) C é a reta  $y=x$  dada por  $\mathbf{x}(t)=t\mathbf{i}+t\mathbf{j}$  pois  $t=0$  corresponde ao ponto  $0\mathbf{i}+0\mathbf{j}=(0,0)$  e  $t=1$  corresponde a  $1\mathbf{i}+1\mathbf{j}=(1,1)$  e  $x=y=t$ . Mas,  $\mathbf{F}=t\mathbf{i}+t\mathbf{j}$  e

$$\frac{d\mathbf{x}}{dt} = \mathbf{i} + \mathbf{j} . \text{ Então } \mathbf{F} \cdot \frac{d\mathbf{x}}{dt} = (t\mathbf{i} + t\mathbf{j}) \cdot (\mathbf{i} + \mathbf{j}) = 2t$$

$$\int_C \mathbf{F}(\mathbf{x}) \cdot \frac{d\mathbf{x}}{dt} dt = \int_0^1 2t dt = 1$$

b) C é a parábola  $y=x^2$  dada por  $\mathbf{x}(t)=t\mathbf{i}+t^2\mathbf{j}$  do tempo inicial  $t=0$  ao tempo final  $t=1$ .  $\mathbf{F}=t^2\mathbf{i}+t\mathbf{j}$  e

$$\frac{d\mathbf{x}}{dt} = \mathbf{i} + 2t\mathbf{j} \text{ Então } \mathbf{F} \cdot \frac{d\mathbf{x}}{dt} = (t^2\mathbf{i} + t\mathbf{j}) \cdot (\mathbf{i} + 2t\mathbf{j}) = 3t^2$$

$$\int_C \mathbf{F}(\mathbf{x}) \cdot \frac{d\mathbf{x}}{dt} dt = \int_0^1 3t^2 dt = 1$$

c) C é dado por  $\mathbf{x}(t)=t^{3/2}\mathbf{i}+t^5\mathbf{j}$  e  $\frac{d\mathbf{x}}{dt} = \frac{3}{2}t^{1/2}\mathbf{i}+5t^4\mathbf{j}$ .

$$\mathbf{F} = y\mathbf{i} + x\mathbf{j} = t^5\mathbf{i} + t^{3/2}\mathbf{j}$$

O produto interno

$$\mathbf{F} \cdot \frac{d\mathbf{x}}{dt} dt = (t^5\mathbf{i} + t^{3/2}\mathbf{j}) \cdot \left(\frac{3}{2}t^{1/2}\mathbf{i} + 5t^4\mathbf{j}\right)$$

$$\mathbf{F} \cdot \frac{d\mathbf{x}}{dt} dt = \frac{3}{2}t^{11/2} + 5t^{11/2} = \frac{13}{2}t^{11/2}$$

Logo,

$$\int_C \mathbf{F}(\mathbf{x}) \cdot \frac{d\mathbf{x}}{dt} dt = \int_0^1 \frac{13}{2}t^{11/2} dt = \frac{13}{2} \frac{2}{13} [t^{13/2}]_0^1 = 1$$

**TEOREMA A.6 (Independência do Caminho)** - seja

$\mathbf{F}$  uma função vetorial diferenciável numa região R no  $\mathbb{R}^2$ . Então,  $\mathbf{F}$  é o gradiente de uma função escalar diferenciável  $f$ , se e só se para qualquer curva contínua C na região R, a integral de linha:

$$\int_C \mathbf{F}(\mathbf{x}) \cdot d\mathbf{x} \text{ é independente do caminho.}$$

**Definição 1** (Curva simples) - uma curva é dita simples se ela não cruza a si própria. Ou seja, C definida por  $\mathbf{x}(t)=x(t)\mathbf{i}+y(t)\mathbf{j}$ , com  $t \in [a,b]$ , é simples se e só se  $\mathbf{x}(t_1) \neq \mathbf{x}(t_2)$  quando  $t_1 \neq t_2$  (figura A.29).

**Definição 2** (Região simplesmente conexa) - seja C uma curva simples fechada contida em uma região R no plano-xy. Se cada ponto na região fechada pela curva C também está em R, diz-se que a região R é simplesmente conexa. Intuitivamente, uma região é simplesmente conexa se ela não contém "vazios" (figura A.29).

Seja R uma região fechada no plano (figura A.30) e seja  $\mathbf{F}(x,y)=P(x,y)\mathbf{i}+Q(x,y)\mathbf{j}$  um campo vetorial (função vetorial). A curva indicada pelas setas, orientada na direção que conserva R à esquerda é chamada contorno de R, representado por  $\Gamma$ . Se  $\Gamma$  é dado por  $\mathbf{x}(t)=x(t)\mathbf{i}+y(t)\mathbf{j}$  então:  $d\mathbf{x} = dx\mathbf{i} + dy\mathbf{j}$

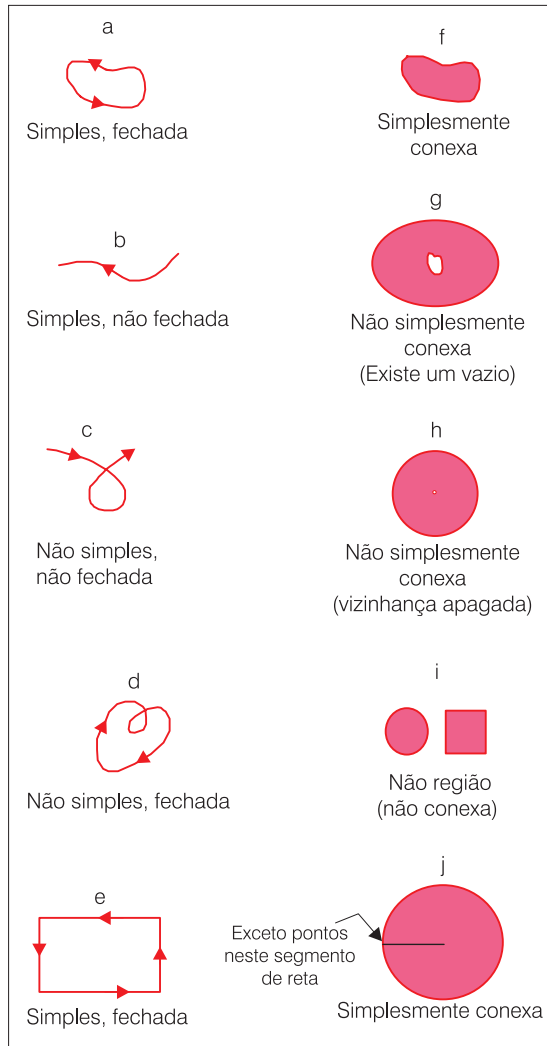


Figura A.29 - Curva simples e região simplesmente conexa.

$$\mathbf{F}(\mathbf{x}) \cdot d\mathbf{x} = [P(x,y)\mathbf{i} + Q(x,y)\mathbf{j}] \cdot (dx\mathbf{i} + dy\mathbf{j})$$

$$\mathbf{F}(\mathbf{x}) \cdot d\mathbf{x} = P(x,y)dx + Q(x,y)dy$$

A integral de linha do campo vetorial  $\mathbf{F}$  ao longo do contorno  $\Gamma$  se escreve:

$$\oint_{\Gamma} P(x,y)dx + Q(x,y)dy \quad (A.105)$$

O símbolo  $\oint$  indica que o contorno é fechado e a integração se faz na direção anti-horária.

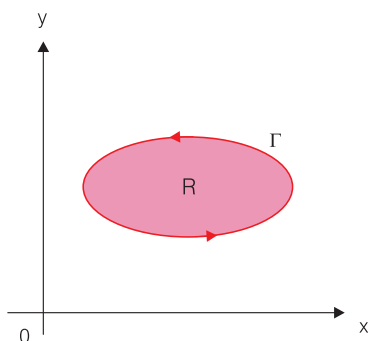


Figura A.30 - Região fechada no plano.

**TEOREMA A.7 (Teorema de Green no plano)** - Seja  $R$  uma região simplesmente conexa no plano- $xy$ , constituída de um contorno suave  $\Gamma$  e seu interior e sejam  $P$  e  $Q$  funções diferenciáveis em  $R$ . Então:

$$\oint_{\Gamma} Pdx + Qdy = \iint_R \left( \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\partial P}{\partial y} \right) dx dy \quad (A.106)$$

**Exemplo 1** - Use o teorema de Green para avaliar a integral de linha

$$\oint_{\Gamma} (x^2 + y^2)dx + (x + 2y)^2 dy$$

sabendo que o contorno  $\Gamma$  é constituído - pelos lados do triângulo  $(0,0)$ ,  $(1,1)$ ,  $(0,2)$ . Essa região é verticalmente simples com  $0 \leq x \leq 1$  e com  $g_1(x) \leq y \leq g_2(x)$ , sendo  $g_1(x)$  a reta  $y=x$  com declividade  $dy/dx=1$  e  $g_2(x)$  a reta  $y=-x+2$ , com declividade  $-dy/dx=-1$  de modo que  $x \leq y \leq -x+2$ .

Pela equação (A.106), com  $P=x^2+y^2$  e  $Q=(x+2y)^2$  e  $R$  a região mostrada na figura A.31,

$$\begin{aligned} \oint_{\Gamma} (x^2 + y^2)dx + (x + 2y)^2 dy &= \iint_R \left[ \frac{\partial}{\partial x} (x + 2y)^2 - \frac{\partial}{\partial y} (x^2 + y^2) \right] dx dy \\ &= \iint_R [2(x + 2y) - 2y] dx dy = 2 \iint_R (x + y) dx dy \\ &= 2 \int_0^1 dx \int_x^{-x+2} (x + y) dy = 2 \int_0^1 \left[ xy + \frac{y^2}{2} \right]_{y=x}^{-x+2} dx \\ &= 2 \int_0^1 \left[ x(-x+2) + \frac{(-x+2)^2}{2} - x^2 - \frac{x^2}{2} \right] dx \\ &= 2 \int_0^1 \left[ \frac{-2x^2}{2} + \frac{4x}{2} + \frac{x^2}{2} - \frac{4x}{2} + \frac{4}{2} - \frac{2x^2}{2} - \frac{x^2}{2} \right] dx \\ &= 2 \int_0^1 \left( \frac{4}{2} - \frac{4x^2}{2} \right) dx = 2 \left( \frac{4}{2} \right) \int_0^1 (1 - x^2) dx \\ &= 4 \left[ x - \frac{x^3}{3} \right]_0^1 = \frac{8}{3} \end{aligned}$$

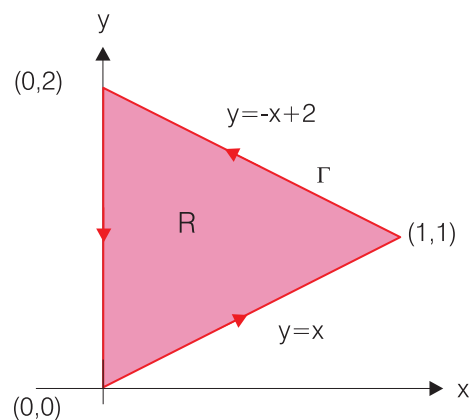


Figura A.31 - Região R do exemplo acima.

**Definição 3 (Divergência e rotacional (*curl*) de um campo vetorial no  $\mathbb{R}^2$ )** - seja  $\mathbf{F}(x,y)=P(x,y)\mathbf{i}+Q(x,y)\mathbf{j}$  um campo vetorial no plano, então, a divergência de  $\mathbf{F}$ , chamada  $\text{div } \mathbf{F}$  ou  $\nabla \cdot \mathbf{F}$  é igual a:

$$\text{div } \mathbf{F} = \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial y} = \left( \frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y} \right) \cdot (P, Q) = \nabla \cdot \mathbf{F} \quad (\text{A.107})$$

O rotacional, chamado **curl** de  $\mathbf{F}$  é dado por:

$$\text{curl } \mathbf{F} = \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\partial P}{\partial y} = \nabla \times \mathbf{F} \quad (\text{A.108})$$

**TEOREMA A.8** - Se uma curva C é parametrizada, em relação ao comprimento de arco s, pelo vetor de posição  $\mathbf{x}(s)=x(s)\mathbf{i}+y(s)\mathbf{j}$ , sendo x e y diferenciáveis, então o **vetor unitário tangente T** à curva é dado por:

$$\mathbf{T}(s) = \frac{d\mathbf{x}}{ds} \quad (\text{A.109})$$

**TEOREMA A.9** (Primeira forma vetorial do teorema de Green) - sob as hipóteses do Teorema A.7:

$$\oint_{\Gamma} \mathbf{F} \cdot \mathbf{T} ds = \iint_R \text{curl } \mathbf{F} \, dx dy = \iint_R \text{curl } \mathbf{F} \, dA \quad (\text{A.110})$$

Se  $d\mathbf{x}=dx\mathbf{i}+dy\mathbf{j}$  representa o vetor  $\mathbf{T} ds$  [como sugere (A.109)], então  $dy\mathbf{i}-dx\mathbf{j}$  representa o vetor  $\mathbf{n} ds$ , sendo  $\mathbf{n}$  o **vetor unitário normal** à curva. Isto porque  $(dx\mathbf{i}+dy\mathbf{j}) \cdot (dy\mathbf{i}-dx\mathbf{j})=0$ . Então, substituindo na expressão do Teorema de Green (Teorema A.7) P por  $-Q$  e Q por P obtém-se:

$$\oint_{\Gamma} -Q dx + P dy = \iint_R \left( \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial y} \right) dx dy \quad (\text{A.111})$$

Como:

$$(P\mathbf{i}+Q\mathbf{j}) \cdot (dy\mathbf{i}-dx\mathbf{j}) = P dy - Q dx$$

$$(P\mathbf{i}+Q\mathbf{j}) \cdot (dy\mathbf{i}-dx\mathbf{j}) = -Q dy + P dx = \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} ds$$

o primeiro membro de (A.111) pode ser escrito da seguinte forma:

$$\oint_{\Gamma} -Q dx + P dy = \oint_{\Gamma} \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} ds \quad (\text{A.112})$$

Usando (A.107) e (A.112) em (A.111) chega-se ao teorema seguinte:

**Teorema A.10** (Segunda forma vetorial do teorema de Green) - sob as hipóteses do teorema A.7

$$\oint_{\Gamma} \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} ds = \iint_R \text{div } \mathbf{F} \, dx dy = \iint_R \text{div } \mathbf{F} \, dA$$

### Circulação e Fluxo

Seja  $\mathbf{F}(x,y)$  o vetor fluxo (direção e magnitude do fluxo) de um fluido em um ponto (xy) no plano, então:

Circulação de  $\mathbf{F}$  ao redor do contorno  $\Gamma$  (figura A.32) é a integral:

$$\oint_{\Gamma} \mathbf{F} \cdot \mathbf{T} ds$$

que representa a componente do fluxo na direção tangente ao contorno  $\Gamma$ .

Se a região R é pequena, então  $\text{curl } \mathbf{F}$  será aproximadamente constante e da equação (A.110) resulta:

$$\begin{aligned} \oint_{\Gamma} \mathbf{F} \cdot \mathbf{T} ds &= \iint_R \text{curl } \mathbf{F} \, dx dy \\ &\approx \text{curl } \mathbf{F} \iint_R dA = [\text{curl } \mathbf{F}(x,y)] (\text{área de R}) \end{aligned} \quad (\text{A.113})$$

A equação (A.113) sugere que  $\text{curl } \mathbf{F}$  é a circulação por unidade de área no ponto (xy). Se  $\text{curl } \mathbf{F}=0 \forall (x,y) \in R$ , o fluxo do fluido  $\mathbf{F}$  é dito **irrotacional**.

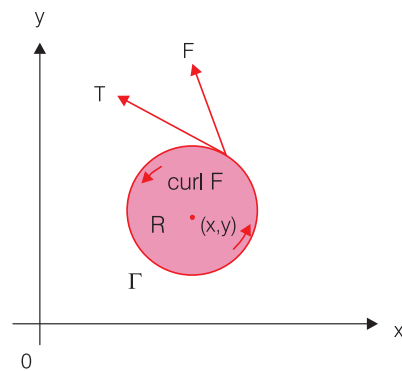


Figura A.32 - Fluxo ao redor do contorno.

Fluxo através do contorno  $\Gamma$  (figura A.33) é a integral:

$$\oint_{\Gamma} \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} ds$$

que representa a componente do fluxo na direção do vetor normal que aponta para fora do contorno  $\Gamma$ . O fluxo é a taxa à qual o fluido atravessa o contorno da região R de dentro para fora. Se a região R é pequena, a equação (A.113) indica que:

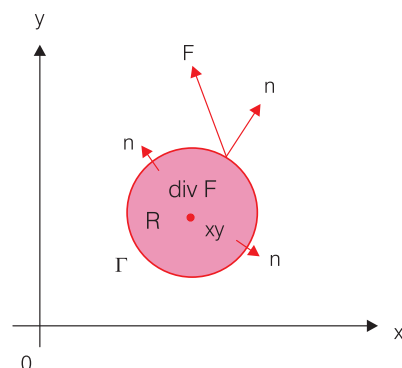


Figura A.33 - Fluxo através do contorno.

$$\oint_{\Gamma} \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} ds = \iint_R \text{div} \mathbf{F} dA = [\text{div} \mathbf{F}(x, y)](\text{área de } R)$$

A divergência de  $\mathbf{F}$  representa a taxa de fluxo que sai do ponto  $(xy)$ . Se  $\text{div} \mathbf{F} = 0 \quad \forall (x, y) \in R$ , o fluxo  $\mathbf{F}$  é dito **incompressível**. Não existe variação (acumulação ou redução) da massa fluida específica  $\rho$  na região  $R$ , ou seja,  $\partial \rho / \partial t = 0$ .

**Exercícios Propostos**

A.23) Calcule as integrais de linha:

- a)  $\int_C x^2 y dx + (x - z) dy + xyz dz$  sendo  $C$  o arco da parábola  $y = x^2$  no plano  $z = 2$ , do ponto  $a = (0, 0, 2)$  ao ponto  $b = (1, 1, 2)$ .
- b)  $\int_C (x + y) ds$  na qual  $C$  é o segmento de reta que vai de  $(0, 0)$  a  $(3, 4)$ .
- c)  $\int_C (x - y) ds$  sendo  $C$  o segmento de reta entre os pontos  $(1, 2)$  e  $(3, -2)$
- d)  $\int_C xy ds$  sendo  $C$  o arco  $x = 2t, y = t^2$  para  $0 \leq t \leq 1$ .
- e)  $\int_C x^2 y ds$  na qual o caminho  $C$  é o quadrado com vértices  $(0, 0), (2, 0), (2, 2)$  e  $(0, 2)$ , percorrido no sentido anti-horário.

**A.11 Áreas de Superfície e Integrais de Superfície**

**Área de uma Superfície**

Seja  $S$  o gráfico da função  $z = f(x, y)$ ,  $(x, y) \in R$  sendo  $R$  uma região normal no plano- $xy$  e  $f$  uma função diferenciável. A exemplo da definição de integral dupla numa região  $R$ , na integral de superfície a região  $R$  é subdividida em  $n$  sub-regiões  $R_1, \dots, R_n$  desenhando linhas.

$x = x_j$  ( $j = 0, 1, \dots, J$ ),  $y = y_k$  ( $k = 0, 1, \dots, K$ ), de tal modo que:

$$a = x_0 < x_1 < \dots < x_j = b, \quad c = y_0 < y_1 < \dots < y_k = d, \quad (A.114)$$

formam um retângulo  $\{(x, y) : a \leq x \leq b, c \leq y \leq d\}$  contendo a região  $R$  (figura A.34). Os planos formados com as equações (A.114) são paralelos aos planos  $xz$  e  $yz$  e dividem  $S$  em  $n$  superfícies elementares  $S_1, \dots, S_n$ , como a superfície  $S_i$  na figura A.34.

Em cada sub-região  $R_i$  escolhe-se um ponto arbitrário  $(p_i, q_i)$  e determina-se a sua projeção  $P_i$  em  $S_i$  e traça-se o plano tangente a  $S$  em cada ponto  $P_i$ .

Isso gera  $n$  regiões planas  $\pi_1, \dots, \pi_n$  aderentes a  $S$ , cuja projeção no plano- $xy$  é retangular. Definido o tamanho da malha como  $\mu = \max\{(x_1 - x_0), \dots, (x_j - x_{j-1}), (y_1 - y_0), \dots, (y_k - y_{k-1})\}$  e chamando  $\Delta\sigma_i$  a área de  $\pi_i$ , pode-se definir a área  $A_s$  da superfície  $S$  como o limite.

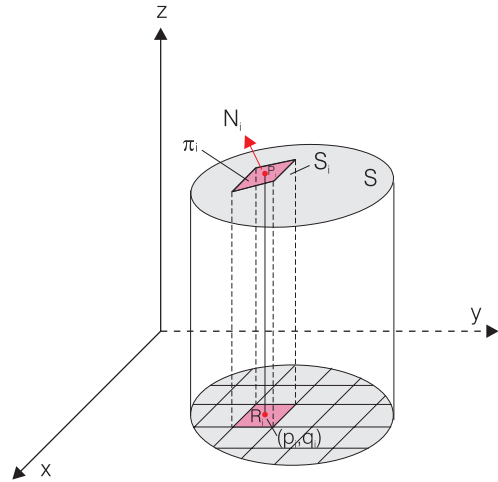


Figura A.34 - Fluxo através do contorno.

$$A_s = \lim_{\mu \rightarrow 0} \sum_{i=1}^n \Delta\sigma_i \quad (A.115)$$

$$a = \overline{CC'} + \overline{C'D'} + \overline{D'D} = \Delta xi + (\overline{CC'} + \overline{D'D})k = \Delta xi + rk$$

$$b = \overline{CC'} + \overline{C'E'} + \overline{E'E} = \Delta yj + (\overline{CC'} + \overline{E'E})k = \Delta yj + sk$$

sendo  $r$  e  $s$  quantidades escalares.

Seja  $N_i$  um vetor normal à região plana  $\pi_i$  em  $P_i$  (e, portanto, a  $S_i$  e  $S$ ) orientado para fora. Visando expressar a equação (A.115) na forma de uma integral dupla na região  $R$ , vale observar que:

$$\Delta\sigma_i = \Delta A_i \sec \gamma_i \quad (A.116)$$

uma vez que a área  $\Delta\sigma_i$  (figura A.35) é igual à magnitude do produto vetorial  $\mathbf{a} \times \mathbf{b}$ , enquanto o próprio produto vetorial  $\mathbf{a} \times \mathbf{b}$  é o vetor  $N_i$  normal a  $\pi_i$ . Além disso, (ver figuras A.35 e A.27):

$$\mathbf{a} \times \mathbf{b} = (\Delta xi + rk) \times (\Delta yj + sk) = \Delta x \Delta y k - s \Delta x j - r \Delta y i$$

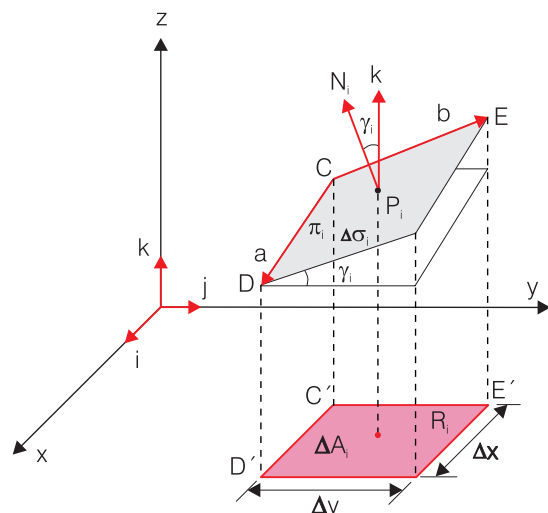


Figura A.35 - A área  $\Delta\sigma_i$  é igual à magnitude do produto vetorial  $\mathbf{a} \times \mathbf{b}$ .

Então:

$$(\mathbf{a} \times \mathbf{b}) \cdot \mathbf{k} = (\Delta x \Delta y \mathbf{k} - s \Delta x \mathbf{j} - r \Delta y \mathbf{i}) \cdot \mathbf{k} = \Delta x \Delta y = \Delta A_i$$

$$|\mathbf{a} \times \mathbf{b}| \cdot |\mathbf{k}| \cos \gamma_i = |\mathbf{N}_i| |\mathbf{k}| \cos \gamma_i = \Delta \sigma_i \cos \gamma_i = \Delta A_i$$

Segue-se de (A.115) e (A.116) que:

$$A_s = \lim_{\mu \rightarrow 0} \sum_{i=1}^n \Delta A_i \sec \gamma_i \quad (\text{A.117})$$

Uma maneira mais simples de chegar à equação (A.116) é observando que  $\Delta \sigma_i = |\mathbf{a} \times \mathbf{b}| = |\mathbf{a}| |\mathbf{b}| \sin 90^\circ$ .

A área  $\Delta A_i$  é a projeção de  $\Delta \sigma_i$  na região R e, portanto,  $\Delta y = |\mathbf{b}| \cos \gamma_i$  e  $\Delta x = |\mathbf{a}|$ . Assim,  $\Delta A_i = |\mathbf{a}| |\mathbf{b}| \cos \gamma_i = \Delta \sigma_i \cos \gamma_i$ . Da equação (A.41), o vetor normal a uma superfície S, gráfico da equação  $F(x,y,z) = z - f(x,y) = 0$ , no ponto  $(P_i)$  é igual a:

$$\mathbf{N}_i = \frac{\partial F(P_i)}{\partial x} \mathbf{i} + \frac{\partial F(P_i)}{\partial y} \mathbf{j} + \frac{\partial F(P_i)}{\partial z} \mathbf{k} \quad (\text{A.118})$$

Escolhendo  $z - f(x,y) = 0$  como a equação cujo gráfico é a superfície S, o vetor normal  $\mathbf{N}_i$  à superfície  $\pi_i$  será:

$$\mathbf{N}_i = -\frac{\partial f(P_i)}{\partial x} \mathbf{i} - \frac{\partial f(P_i)}{\partial y} \mathbf{j} + \mathbf{k} \quad (\text{A.119})$$

Do produto interno  $\mathbf{N}_i \cdot \mathbf{k} = |\mathbf{N}_i| |\mathbf{k}| \cos \gamma_i$  resulta:

$$\cos \gamma_i = \frac{\mathbf{N}_i \cdot \mathbf{k}}{|\mathbf{N}_i| |\mathbf{k}|} = \frac{-0 - 0 + 1}{\sqrt{\left[\frac{\partial f(P_i)}{\partial x}\right]^2 + \left[\frac{\partial f(P_i)}{\partial y}\right]^2 + 1}}$$

$$\cos \gamma_i = \frac{1}{\sqrt{\left[\frac{\partial f(P_i)}{\partial x}\right]^2 + \left[\frac{\partial f(P_i)}{\partial y}\right]^2 + 1}}$$

ou ainda

$$\sec \gamma_i = \sqrt{\left[\frac{\partial f(P_i)}{\partial x}\right]^2 + \left[\frac{\partial f(P_i)}{\partial y}\right]^2 + 1} \quad (\text{A.120})$$

Reconhecendo a equação (A.117) como a integral dupla na região R da função  $\sec \gamma_i$  e a continuidade das derivadas parciais em todos os pontos da região R, pode-se escrever:

$$A_s = \iint_R \sqrt{\left[\frac{\partial f}{\partial x}\right]^2 + \left[\frac{\partial f}{\partial y}\right]^2 + 1} dA \quad (\text{A.121})$$

**Exemplo 1**- Calcular a área da superfície lateral recortada do cilindro  $y^2 + z^2 = 9$  entre os planos  $x=0$  e  $x=4$ .

**Solução imediata:** A área lateral de um cilindro de altura h é igual  $2\pi rh$ . O cilindro considerado tem como base no plano yz o círculo de raio  $r=3$  e altura  $\Delta x=4$ , paralela ao eixo x. Portanto, a  $A_s = 2\pi \times 3 \times 4 = 24\pi$ .

Solução usando a equação (A.121):

A função:

$$z = f(x,y) = \pm \sqrt{9 - y^2} \geq 0;$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} = 0; \quad \frac{\partial f}{\partial y} = \pm \frac{1}{2}(9 - y^2)^{-1/2}(2y);$$

$$\frac{\partial f}{\partial y} = \pm \frac{y}{\sqrt{9 - y^2}}; \quad \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 = \frac{y^2}{9 - y^2};$$

A função  $f$  é definida para  $9 - y^2 \geq 0 \Rightarrow 0 \leq x \leq 4$  e  $-3 \leq y \leq 3$ . Portanto,

$$A_s = \iint_R \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 + 1} dA = \int_0^4 dx \int_{-3}^3 \sqrt{\frac{y^2}{9 - y^2} + \frac{9 - y^2}{9 - y^2}} dy$$

$$A_s = \int_0^4 dx \int \sqrt{\frac{9}{9 - y^2}} dy = 3 \int_0^4 dx \int_{-3}^3 \frac{dy}{\sqrt{9 - y^2}}$$

$$A_s = 3 \int_0^4 \left[ \arcsen \frac{y}{3} \right]_{-3}^3 dx = 3 \int_0^4 [\arcsen(1) - \arcsen(-1)] dx$$

$$A_s = 3 \left[ \frac{\pi}{2} - \left( -\frac{3\pi}{2} \right) \right] \int_0^4 dx = 6\pi [x]_0^4 = 24\pi$$

## Integrais de Superfície

Uma superfície "suave" S no espaço é o gráfico da equação (ou seja, o conjunto de pontos que satisfazem a equação)  $F(x,y,z) = z - f(x,y) = 0$ . A função composta  $F(x,y,f(x,y))$  é contínua na região R, que é a projeção de S no plano-xy. A partição de R em n retângulos forma uma malha de tamanho  $\mu$  (figura A.34) com sub-regiões  $R_i$  e áreas elementares  $\Delta A_i$  e  $\Delta \sigma_i$ . Escolhendo um ponto arbitrário  $(p_i, q_i)$  em cada sub-região  $R_i$ , define-se:

$$\iint_S F(x,y,z) d\sigma = \lim_{\mu \rightarrow 0} \sum_{i=1}^n F(x,y,f(x,y)) \Delta \sigma_i \quad (\text{A.122})$$

Para avaliar a integral (A.122) sobre a superfície S, faz-se a substituição de S por R e  $\Delta \sigma_i$  por  $\Delta A_i \sec \gamma_i$  (equação A.117). Então:

$$F(x,y,z) d\sigma = \iint_R F(x,y,f(x,y)) \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 + 1} dA \quad (\text{A.123})$$

$$A_s = \iint_S d\sigma = \iint_R \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 + 1} dA \quad (\text{A.124})$$

**Exemplo 2** - Um domo salino tem a forma de um hemisfério centrado na origem com raio 4 m. A sua densidade por unidade de área em um ponto  $(x,y,z)$  no espaço é dada por  $\rho(x,y,z) = 25 - x^2 - y^2$  kg/m<sup>2</sup>. Qual é a massa total do domo?

Solução:

A massa é dada pela integral:

$$\text{massa} = \iint_S \rho(x,y,z) d\sigma = \iint_R \rho(x,y,z) \sec \gamma dA$$

O hemisfério centrado na origem com raio de 4 m é a metade superior ( $z \geq 0$ ) da esfera  $x^2 + y^2 + z^2 = 16$ . Portanto:

$$z = f(x,y) = \sqrt{16 - x^2 - y^2} \quad (\text{para } x^2 + y^2 \leq 16)$$

$$\sec \gamma = \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 + 1}$$

$$\text{sendo: } \frac{\partial f}{\partial x} = \frac{-x}{\sqrt{16 - x^2 - y^2}}; \quad \frac{\partial f}{\partial y} = \frac{-y}{\sqrt{16 - x^2 - y^2}}$$

$$\sec \gamma = \sqrt{\frac{x^2}{16 - x^2 - y^2} + \frac{y^2}{16 - x^2 - y^2} + \frac{16 - x^2 - y^2}{16 - x^2 - y^2}}$$

$$\sec \gamma = \sqrt{\frac{16}{16 - x^2 - y^2}} = \frac{4}{\sqrt{16 - x^2 - y^2}}$$

A região R é o círculo centrado na origem com raio de 4 m. Portanto, em coordenadas polares  $0 \leq \theta \leq 2\pi$  e  $0 \leq r \leq 4$  tem-se:

$$\text{massa} = \iint_S \rho(x,y,z) d\sigma = \int_0^{2\pi} d\theta \int_0^4 (25 - r^2) \left(\frac{4}{\sqrt{16 - r^2}}\right) r dr d\theta$$

$$\text{massa} = 2\pi \int_0^4 (25 - r^2) \left(\frac{4}{\sqrt{16 - r^2}}\right) r dr$$

Fazendo  $25 - r^2 = 9 + 16 - r^2$  e  $16 - r^2 = u^2$  então  $r dr = -u du$  e a integral se torna:

$$\text{massa} = 2\pi \int_4^0 (9 + u^2) \left(\frac{4}{u}\right) (-u du)$$

$$\text{massa} = -8\pi \int_4^0 (9 + u^2) du = 8\pi \int_0^4 (9 + u^2) du = \frac{1373\pi}{3}$$

### Exercícios Propostos

A.23) Determine a área  $A_S$  da superfície S, dada:

- a) S é a parte do plano  $x+y+z=6$  no primeiro octante;
- b) S é a parte da esfera  $x^2+y^2+z^2=4$  cortada no primeiro octante pelo plano  $x+y+z=12$ .

A.24) Avaliar as integrais de superfície:

a)  $\iint_S xyz d\sigma$  sendo S parte do plano  $x+y+z=1$  no primeiro octante;

b)  $\iint_S x^2 d\sigma$  sendo S parte do cone  $x = \sqrt{y^2 + z^2}$  entre os planos  $x=0$  e  $x=1$ .

## A.12 Divergência e Rotacional (*curl*) de um Campo Vetorial no $\mathbb{R}^3$

No  $\mathbb{R}^3$  a divergência de um campo vetorial em um ponto  $(x,y,z)$  de uma região W representa a taxa de fluxo que sai de  $(x,y,z)$ . Se  $\text{div } \mathbf{F} > 0$  o ponto  $(x,y,z)$  é uma **fonte**; se  $\text{div } \mathbf{F} = 0$  então o fluxo  $\mathbf{F}$  é dito **incompressível** e se  $\text{div } \mathbf{F} < 0$  o ponto  $(x,y,z)$  é chamado **sumidouro**. O rotacional ou *curl* representa a circulação, em um ponto  $(x,y,z)$  de alguma região W. Se  $\text{curl } \mathbf{F} = 0$ , o fluxo é dito **irrotacional**.

Se  $F(x,y,z)$  é uma função escalar no  $\mathbb{R}^3$ , então o **gradiente** de F é dado por:

$$\nabla F = \frac{\partial F}{\partial x} \mathbf{i} + \frac{\partial F}{\partial y} \mathbf{j} + \frac{\partial F}{\partial z} \mathbf{k} \tag{A.125}$$

Se  $\mathbf{F}$  (função vetorial) é um campo vetorial no  $\mathbb{R}^3$  dado por  $\mathbf{F}(x,y,z) = P(x,y,z)\mathbf{i} + Q(x,y,z)\mathbf{j} + R(x,y,z)\mathbf{k}$ , sendo P, Q e R funções diferenciáveis, então define-se:

Divergência de  $\mathbf{F}$ :

$$\text{div } \mathbf{F} = \nabla \cdot \mathbf{F} = \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial y} + \frac{\partial R}{\partial z} \tag{A.126}$$

Rotacional ou *curl* de  $\mathbf{F}$ :

$$\text{rot } \mathbf{F} = \text{curl } \mathbf{F} = \nabla \times \mathbf{F} = \begin{vmatrix} \mathbf{i} & \mathbf{j} & \mathbf{k} \\ \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial z} \\ P & Q & R \end{vmatrix} \tag{A.127}$$

$$\text{rot } \mathbf{F} = \left(\frac{\partial R}{\partial y} - \frac{\partial Q}{\partial z}\right) \mathbf{i} + \left(\frac{\partial P}{\partial z} - \frac{\partial R}{\partial x}\right) \mathbf{j} + \left(\frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\partial P}{\partial y}\right) \mathbf{k}$$

### NOTA

Observe que o produto vetorial dos dois vetores considerados é dado por um determinante (3 x 3) tendo na primeira linha os vetores unitários dos eixos coordenados  $\mathbf{i}, \mathbf{j}, \mathbf{k}$ ; na segunda linha as componentes do primeiro vetor e na terceira linha as componentes do segundo vetor.

### Teorema de Stokes (circulação)

Seja  $\mathbf{F}(x,y,z) = P(x,y,z)\mathbf{i} + Q(x,y,z)\mathbf{j} + R(x,y,z)\mathbf{k}$  continuamente diferenciável em uma região W no espaço que contenha uma superfície S gráfico da equação  $z=f(x,y)$  e seja C uma curva simples fechada percorrida no sentido positivo (anti-horário). Então:

$$\oint_C \mathbf{F} \cdot \mathbf{T} ds = \iint_S \text{curl } \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} d\sigma \tag{A.128}$$

na qual  $\mathbf{T}$  é o vetor tangente unitário à curva C no ponto  $(x,y,z)$  e  $\mathbf{n}$  é o vetor normal que aponta para fora da superfície S no ponto  $(x,y,z)$ .

Se a curva C é parametrizada pelo vetor de posição  $\mathbf{x}(t) = x(t)\mathbf{i} + y(t)\mathbf{j} + z(t)\mathbf{k}$  então pelo teorema A.8 (equação A.109):



$$\mathbf{T} = \frac{d\mathbf{x}}{ds} \quad \text{ou} \quad d\mathbf{x} = \mathbf{T}ds \quad (\text{A.129})$$

Logo, o teorema de Stokes pode ser escrito como:

$$\oint_C \mathbf{F} \cdot d\mathbf{x} = \iint_S \text{curl } \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} d\sigma \quad (\text{A.130})$$

**Exemplo** - use o teorema de Stokes para avaliar a circulação ao longo do círculo unitário no plano  $z=2$ , do campo de fluxo  $\mathbf{F}=(z-2y)\mathbf{i}+(3x-4y)\mathbf{j}+(z+3y)\mathbf{k}$ .

Pelo teorema de Stokes, a circulação é dada por:

$$\oint_C \mathbf{F} \cdot d\mathbf{x} = \iint_S \text{curl } \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} d\sigma$$

Estando a curva  $C$  no plano  $z=2$ , a superfície  $S$  coincide com esse plano e tem-se  $\mathbf{n} = \mathbf{k}$ . Ou seja,  $\gamma=0$  e  $d\sigma = \sec\gamma dA = dA$  (figura A.36).

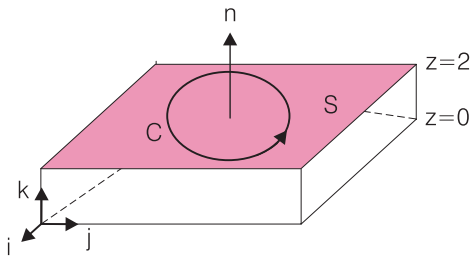


Figura A.36 - Curva  $C$  no plano  $z=2$  coincidente com a superfície  $S$ .

$$\text{curl } \mathbf{F} = \begin{vmatrix} \mathbf{i} & \mathbf{j} & \mathbf{k} \\ \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial z} \\ P & Q & R \end{vmatrix}$$

$$\text{curl } \mathbf{F} = \left(\frac{\partial R}{\partial y} - \frac{\partial Q}{\partial z}\right)\mathbf{i} + \left(\frac{\partial P}{\partial z} - \frac{\partial R}{\partial x}\right)\mathbf{j} + \left(\frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\partial P}{\partial y}\right)\mathbf{k}$$

$$\left(\frac{\partial R}{\partial y} - \frac{\partial Q}{\partial z}\right) = (3 - 0) = 3; \quad \left(\frac{\partial P}{\partial z} - \frac{\partial R}{\partial x}\right) = (1 - 0) = 1;$$

$$\left(\frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\partial P}{\partial y}\right) = (3 - (-2)) = 5 \Rightarrow \text{curl } \mathbf{F} = 3\mathbf{i} + \mathbf{j} + 5\mathbf{k}$$

$$\text{curl } \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} = (3\mathbf{i} + \mathbf{j} + 5\mathbf{k}) \cdot (0\mathbf{i} + 0\mathbf{j} + 1\mathbf{k}) = 5$$

A circulação  $\iint_S \text{curl } \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} d\sigma = \iint_S 5 d\sigma$ . Em coordenadas polares  $d\sigma = dA = r dr d\theta$ . No círculo unitário

$0 \leq \theta \leq 2\pi$  e  $0 \leq r \leq 1$ . Então:

$$\iint_S 5 d\sigma = \int_0^{2\pi} d\theta \int_0^1 r dr = 5(2\pi) \left[ \frac{r^2}{2} \right]_0^1 = 5\pi$$

**Exemplo** - avaliar a circulação do campo de fluxo  $\mathbf{F}=(z-2y)\mathbf{i}+(3x-4y)\mathbf{j}+(z+3y)\mathbf{k}$  do exemplo 1, ao longo do contorno do triângulo que une os pontos  $(1,0,0)$ ,  $(0,1,0)$  e  $(0,0,1)$ .

A circulação (Teorema de Stokes) é dada por:

$$\oint_C \mathbf{F} \cdot d\mathbf{x} = \iint_S \text{curl } \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} d\sigma$$

Já foi visto que  $\text{curl } \mathbf{F} = 3\mathbf{i} + \mathbf{j} + 5\mathbf{k}$

Os lados  $C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$  do triângulo estão no plano de circulação (que representa a superfície  $S$ ) e correspondem (no sentido da circulação) aos vetores (figura A.37):

$$C_1 = -\mathbf{j} + \mathbf{i} = \mathbf{i} - \mathbf{j}; \quad C_2 = -\mathbf{k} + \mathbf{j} = \mathbf{j} - \mathbf{k} \quad \text{e} \quad C_3 = -\mathbf{i} + \mathbf{k} = \mathbf{k} - \mathbf{i}.$$

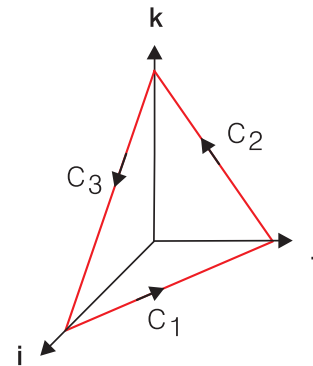


Figura A.37 - Vetores  $C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$  no plano de circulação.

O vetor normal ao plano da circulação é dado pelo produto vetorial de dois quaisquer desses vetores, por exemplo  $C_1$  e  $C_2$ :

$$\mathbf{N} = (\mathbf{i} - \mathbf{j}) \times (\mathbf{j} - \mathbf{k}) = \begin{vmatrix} \mathbf{i} & \mathbf{j} & \mathbf{k} \\ 1 & -1 & 0 \\ 0 & 1 & -1 \end{vmatrix} = (1-0)\mathbf{i} + (0+1)\mathbf{j} + (1+0)\mathbf{k} = \mathbf{i} + \mathbf{j} + \mathbf{k}$$

O vetor unitário normal é dado por:

$$\mathbf{n} = \frac{\mathbf{N}}{|\mathbf{N}|} = \frac{\mathbf{i} + \mathbf{j} + \mathbf{k}}{\sqrt{3}}$$

$$\Rightarrow \text{curl } \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} = (3\mathbf{i} + \mathbf{j} + 5\mathbf{k}) \cdot \frac{1}{\sqrt{3}}(\mathbf{i} + \mathbf{j} + \mathbf{k}) = \frac{9}{\sqrt{3}} = 3\sqrt{3}$$

A função que descreve o contorno  $C$  é o vetor de posição  $\mathbf{x}(t) = x(t)\mathbf{i} + y(t)\mathbf{j} + z(t)\mathbf{k}$  ou seja,  $\mathbf{x} = f(x,y,z)$  e, portanto:

$$\sec \gamma = \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2} + 1 = \sqrt{3}$$

$$\Rightarrow \oint_C \mathbf{F} \cdot d\mathbf{x} = \iint_S \text{curl } \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} d\sigma = \iint_S \text{curl } \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} \sec \gamma dA$$

A área elementar  $dA = dx dy$  encontra-se na região  $R$  no plano  $xy$  onde passa o contorno  $C_1$  com equação  $y = -x + 1$ . Portanto, na região  $R$ ,  $0 \leq x \leq 1$  e  $0 \leq y \leq 1 - x$ :

$$\begin{aligned} \iint_S \text{curl } \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} \sec \gamma dA &= 3\sqrt{3} \cdot \sqrt{3} \int_0^1 dx \int_0^{1-x} dy \\ &= 9 \int_0^1 [y]_0^{1-x} dx = 9 \int_0^1 (1-x) dx = 9 \left[ x - \frac{x^2}{2} \right]_0^1 = \frac{9}{2} \end{aligned}$$

**TEOREMA DA DIVERGÊNCIA (Fluxo)**

Seja W uma região sólida no  $\mathbb{R}^3$  totalmente limitada por uma superfície diferenciável S e sejam: **F** um campo vetorial diferenciável e **n** um vetor unitário normal orientado para fora de S. Então:

$$\iint_S \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} d\sigma = \iiint_W \text{div} \mathbf{F} dV \quad (\text{A.131})$$

**Observação 1** - a exemplo do teorema de Green que transforma uma integral de linha em uma integral dupla, o teorema da divergência transforma uma integral de superfície em uma integral tripla.

**Observação 2** - Se  $\mathbf{F} = P\mathbf{i} + Q\mathbf{j} + R\mathbf{k}$  e sendo:

$$\mathbf{n} = \cos \alpha \mathbf{i} + \cos \beta \mathbf{j} + \cos \gamma \mathbf{k}$$

o teorema da divergência pode ser também escrito na forma:

$$\iint_S (P \cos \alpha + Q \cos \beta + R \cos \gamma) d\sigma = \iiint_W \text{div} \mathbf{F} dV \quad (\text{A.132})$$

**Exemplo** - calcule o fluxo do vetor campo  $\mathbf{F} = x^2\mathbf{i} + 2y\mathbf{j} + 4z^2\mathbf{k}$  através da superfície S do cilindro  $x^2 + y^2 \leq 4$  com  $0 \leq z \leq 2$  (figura A.38).

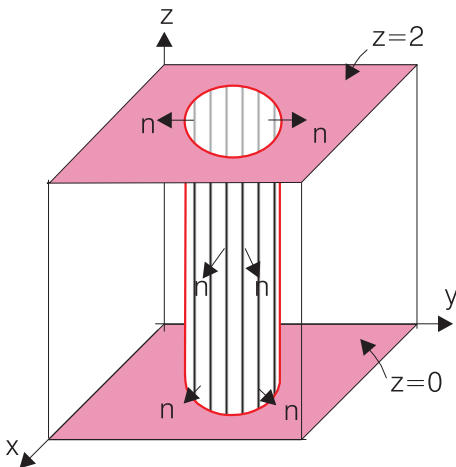


Figura A.38 - Superfície S do cilindro.

Solução:

$$\text{div} \mathbf{F} = 2x + 2 + 8z$$

$$\iint_S \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} d\sigma = \iiint_W (2x + 2 + 8z) dx dy dz$$

$$= \iint_{x^2+y^2 \leq 4} dx dy \int_0^2 (2x + 2 + 8z) dz$$

$$= \iint_{x^2+y^2 \leq 4} \left[ 2xz + 2z + \frac{8z^2}{2} \right]_0^2 dx dy$$

$$= \iint_{x^2+y^2 \leq 4} (4x + 4 + 16) dx dy$$

$$= \iint_{x^2+y^2 \leq 4} (4x + 20) dx dy$$

Em coordenadas polares  $dx dy = r dr d\theta$ ,  $x = r \cos \theta$ ,  $x^2 + y^2 = r^2$ :

$$= \int_0^{2\pi} \int_0^2 (4r \cos \theta + 20) r dr d\theta$$

$$= 4 \int_0^{2\pi} \int_0^2 (r \cos \theta + 5) r dr d\theta$$

$$= 4 \int_0^{2\pi} \left[ \frac{r^3}{3} \cos \theta + 5 \frac{r^2}{2} \right]_0^2 d\theta$$

$$= 4 \int_0^{2\pi} \left( \frac{8}{3} \cos \theta + 10 \right) d\theta = 4 \left[ \frac{8}{3} \sin \theta + 10\theta \right]_0^{2\pi}$$

$$= 4(20\pi) = 80\pi$$

**Exercícios Propostos**

A.26) Calcule a divergência e o rotacional de  $\mathbf{F}(x,y,z) = xy\mathbf{i} + (z^2 - 2y)\mathbf{j} + \cos yz\mathbf{k}$ .

A.27) Calcule a divergência e o rotacional de  $\mathbf{F}(x,y,z) = yz\mathbf{i} + xz\mathbf{j} + xy\mathbf{k}$ .

A.28) O Laplaciano de uma função escalar diferenciável  $f(x,y,z)$ , representado por  $\nabla^2 f$  é definido por

$$\nabla^2 f = \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 f}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 f}{\partial z^2}$$

Calcule o Laplaciano de  $f$  para as funções indicadas abaixo:

a)  $f(x,y,z) = xyz$

b)  $f(x,y,z) = x^2 + y^2 + z^2$

c)  $f(x,y,z) = \frac{1}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}}$

A.29) Mostre que  $\nabla^2 f = \text{div}(\text{grad } f)$

A.30) Calcule a divergência do campo tri-dimensional dado:

a)  $\mathbf{F} = 2x\mathbf{i} + 3y\mathbf{j} - 2z\mathbf{k}$

b)  $\mathbf{F} = xyz\mathbf{i} + xyz\mathbf{j} + xyz\mathbf{k}$

A.31) Determine o *curl* do campo vetorial dado:

a)  $\mathbf{F} = x\mathbf{i} + y\mathbf{j} + z\mathbf{k}$

b)  $\mathbf{F} = x\mathbf{i} + xy\mathbf{j} + xyz\mathbf{k}$

**A.13 Equações Diferenciais Elementares e Problemas de Valor de Contorno**

Equações diferenciais são relações matemáticas que envolvem quantidades (funções) conhecidas, desconhecidas e suas derivadas. Elas são muito importantes em hidrogeologia porque, quando associadas ao que se chama de condição inicial e condição de contorno, permitem solucionar problemas

de fluxo em um domínio de um meio poroso. Um exemplo de equação diferencial é a segunda lei de Newton:

$$m \frac{d^2x}{dt^2} = F \left[ t, x(t), \frac{dx(t)}{dt} \right] \quad (\text{A.133})$$

para a posição  $x(t)$  de uma partícula que se desloca, em um domínio unidimensional, sob o efeito de uma força  $F$ , que pode ser uma função do tempo  $t$ , da posição  $x(t)$  e da velocidade  $dx(t)/dt$ . Para avaliar o movimento da partícula, é preciso determinar a função  $x$ , que satisfaz a equação (A.133).

## Classificação

**Equação diferencial ordinária** - é uma equação diferencial que só envolve derivadas de funções de uma variável, como é o caso da equação (A.133).

**Equação diferencial parcial** é uma equação diferencial que contém derivadas parciais, de funções de duas ou mais variáveis, como, por exemplo, a equação de Laplace para a distribuição da carga potenciométrica  $\phi(x,y)$  em um campo bidimensional estacionário.

$$\frac{\partial^2 \phi(x,y)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi(x,y)}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{A.134})$$

**Ordem** - a ordem de uma equação diferencial é a ordem da derivada de maior ordem que aparece na equação. As equações (A.133) e (A.134) são de segunda ordem.

Outros exemplos são:

- i)  $\frac{dy}{dx} = 3x$  (primeira ordem)
- ii)  $\left(\frac{dy}{dx}\right)^4 - 2e^y = 6 \cos x$  (primeira ordem)
- iii)  $\frac{d^3y}{dt^3} + \frac{dy}{dt} - 6y = \sqrt{x}$  (primeira ordem)

**Solução** - admite-se que é sempre possível solucionar uma dada equação diferencial ordinária para a derivada de ordem mais alta, obtendo:

$$y^{(n)} = f(x, y, y', y'', \dots, y^{(n-1)}) \quad (\text{A.135})$$

Então, uma solução da equação (A.135) em um intervalo  $a < x < b$  é uma função  $y=F(x)$  tal que  $F', F'', \dots, F^{(n)}$  existem e satisfazem:

$$F^{(n)}(x) = f \left[ x, F(x), F'(x), \dots, F^{(n-1)}(x) \right] \quad (\text{A.136})$$

O tipo mais simples de equação diferencial de primeira ordem ocorre quando a função  $f$  considerada depende apenas de uma variável  $x$ . Isto é:

$$\frac{dy}{dx} = f(x) \quad (\text{A.137})$$

Neste caso, procura-se uma função  $y$  cuja derivada seja  $f$ , isto é, procura-se a antiderivada de  $f$  representada, em relação a um parâmetro  $t$ , pela notação  $\int f(t)dt$ . Isto significa que  $y=F(x)=\int f(t)dt$  é um representante particular da classe de funções cujas derivadas são iguais a  $f$ . Todos os membros dessa classe estão incluídos na expressão  $F(x)+c$ , na qual  $c$  é uma constante arbitrária. Diz-se, então, que  $y=F(x)=\int f(t)dt+c$  é uma solução geral da equação (A.135).

**Exemplo** - seja  $f(x) = \text{sen}x$  então:

$$\frac{dy}{dx} = \text{sen}x \quad \text{e} \quad y = \int \text{sen}x dx = -\cos x + c$$

é a solução geral da equação, na qual  $c$  é uma constante arbitrária.

**Problema de Valor Inicial** - é uma equação diferencial junto com uma condição inicial, isto é, com um valor da função, dado em um instante inicial, geralmente considerado  $t=0$ . A condição inicial descreve o estado inicial da função (variável dependente) no domínio em estudo.

**Exemplo 2** - Seja  $y$  a descarga de uma fonte de encosta e suponha que  $y$  decresce com o tempo a uma taxa proporcional ao seu valor atual. Isto é, se  $y(t)$  é a descarga no tempo  $t$ , então :

$$\frac{dy}{dt} = -\alpha y(t) \quad (\text{A.138})$$

A equação (A.138) descreve a depleção ou decaimento exponencial da fonte, caracterizado pelo valor da constante de proporcionalidade  $\alpha < 0$ . Essa mesma equação, com  $\alpha > 0$  poderia representar, por exemplo, um crescimento exponencial de uma dada população. Para que este seja considerado um problema de valor inicial, é preciso definir a condição inicial, ou seja, conhecer o valor da função  $y$  no início do processo ( $t=0$ ). Seja então,  $y(0)=10$  L/s. Nesse ponto convém perguntar: por que transformar a equação (A.138) em um problema de valor inicial? Resposta: porque a equação (A.138) possui um número infinito de soluções e, em si mesma, nada informa sobre o problema específico que se deseja solucionar. Dada a condição inicial, fica perfeitamente definido um problema de valor inicial, do qual é possível obter uma solução única, chamada solução particular, ou seja, aquela que nos interessa.

**Problema de Valor de Contorno** - existem outros tipos de problemas nos quais, além da condição inicial, é necessário indicar outras condições. Considere, por exemplo, em um aquífero, dois poços afastados de uma distância de 10 m, nos quais foram medidas cargas  $h_1=45,7$  m e  $h_2=45,2$  m. Seja  $\phi(x,t)$  a carga potenciométrica a uma distância  $x$  do primeiro poço ao longo da linha que une os dois poços e em um instante  $t$ , sendo  $0 \leq x \leq 10$  (figura A.39).



Figura A.39

Como os dois poços situam-se nos extremos do domínio unidimensional considerado e neles as cargas são conhecidas, temos as condições:

$$\phi(0,t) = h_1 = 45,7 \text{ m e } \phi(10,t) = h_2 = 45,2 \text{ m} \quad (\text{A.139})$$

para todo  $t \geq 0$ .

As condições da equação (A.139) são chamadas condições de contorno. Demonstra-se que a equação diferencial que governa o movimento da água subterrânea no referido domínio é:

$$D \frac{d^2\phi}{dx^2} = \frac{d\phi}{dt} \quad (\text{A.140})$$

sendo  $D$  uma constante positiva chamada difusividade. A equação (A.140) é chamada equação da difusão. Então, o conjunto representado pelas equações (A.141) e (A.140) nessa ordem, é chamado um problema de valor de contorno.

**Equação Linear** - uma equação diferencial de ordem- $n$  é linear se ela pode ser escrita na forma:

$$\frac{d^{(n)}y}{dx^n} + a_{n-1}(x) \frac{d^{(n-1)}y}{dx^{n-1}} + \dots + a_1(x) \frac{dy}{dx} + a_0(x)y = f(x) \quad (\text{A.141})$$

Uma equação de primeira ordem tem a forma:

$$\frac{dy}{dx} + a(x)y = f(x) \quad (\text{A.142})$$

e uma equação de segunda ordem se escreve:

$$\frac{d^2y}{dx^2} + a_1(x) \frac{dy}{dx} + a_0(x)y = f(x) \quad (\text{A.143})$$

Uma equação que não é linear é dita não linear.

**Equações diferenciais lineares:**

$$\frac{dy}{dx} - 3y = 0$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} + 4y = \text{sen}x$$

$$\frac{d^3y}{dx^3} - 6x \frac{d^2y}{dx^2} + 7y = x^5$$

$$6 \frac{d^2y}{dx^2} + 7x \frac{dy}{dx} + 8y = x^5$$

**Equações diferenciais não lineares:**

$$\frac{dy}{dx} - 3y^2 = 0$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \sqrt{y} = 0$$

$$y \frac{d^2y}{dx^2} - \frac{dy}{dx} = x$$

$$\text{sen}xy + \cos\left(1 + \frac{dy}{dx}\right) = x^3y^4$$

## Equações de Primeira Ordem - Método de Separação de Variáveis

Considere a equação de primeira ordem:

$$\frac{dy}{dx} = f(x,y) \quad (\text{A.144})$$

Suponha que  $f(x,y)$  pode ser escrita como:

$$f(x,y) = \frac{g(x)}{h(y)} \quad (\text{A.145})$$

sendo  $g$  e  $h$  funções de apenas uma variável. Então (A.144) pode ser escrita:

$$h(y) \frac{dy}{dx} = g(x) \quad (\text{A.146})$$

Após integração de ambos os membros em relação a  $x$ :

$$\int h(y)dy = \int h(y) \frac{dy}{dx} dx = \int g(x)dx + C \quad (\text{A.147})$$

**Exemplo 3** – Solucione o problema de valor inicial

$$\frac{dy}{dx} = \alpha y, \quad y(x_0) = y_0$$

Solução: Separando as variáveis

$$\frac{1}{y} \frac{dy}{dx} = \alpha \quad \text{ou} \quad \frac{1}{y} \frac{dy}{dx} dx = \alpha dx \Rightarrow \frac{dy}{y} = \alpha dx$$

$$\int \frac{dy}{y} = \int \alpha dx \quad \text{e} \quad \ln|y| = \alpha x + C \Rightarrow |y| = e^{\alpha x + C} = e^{\alpha x} e^C$$

que pode ser escrita  $y(x) = ke^{\alpha x}$ . Mas,  $y(x_0) = ke^{\alpha x_0} = y_0$  e, portanto, a constante  $k = y_0 e^{-\alpha x_0}$  conduz à solução única:

$$y(x) = y_0 e^{\alpha(x-x_0)} \quad (\text{A.148})$$

**Dica** - como já mencionado, a função  $y$  expressa crescimento exponencial quando  $\alpha > 0$  e decaimento exponencial, quando  $\alpha < 0$ .

Quando  $x_0 = 0$  na equação (A.148) obtém-se a solução única:

$$y(x) = y_0 e^{\alpha x} \quad (\text{A.149})$$

**Exemplo** - a vazão de uma fonte está decrescendo durante um período de estiagem, a uma taxa  $\alpha = 0,0032$  [1/dia]. A vazão medida no início do período é igual a 100 L/s. Qual será a descarga prevista após 6 meses de estiagem (180 dias), sem recarga?

**Solução:** Como a descarga é decrescente, o problema de valor inicial é:

$$\frac{dy}{y} = -\alpha dt, \quad y(t_0) = y_0 = 100$$

e a solução é:

$$y(t) = y(t_0)e^{-\alpha(t-t_0)} \quad \text{ou}$$

$$y = y_0 e^{-0,0032((180-0))} = 100e^{(-0,0032 \times 180)} = 56,2 \text{ L/s}$$

**Exemplo (Datação de carbono)** - datação de carbono é uma técnica usada por geólogos, arqueólogos e outros, para estimar a idade de fósseis e de objetos descobertos. A técnica é baseada em certas propriedades do átomo de carbono (capítulo 4.3). No seu estado natural, o núcleo do átomo de carbono  $^{12}\text{C}$  tem 6 prótons e 6 nêutrons. Um isótopo do carbono  $^{12}\text{C}$  é o carbono  $^{14}\text{C}$ , que apresenta dois nêutrons adicionais em seu núcleo. O carbono  $^{14}\text{C}$  é radioativo. Isto é, ele emite nêutrons até alcançar o estágio estável  $^{12}\text{C}$ . A experiência indica que a razão  $^{14}\text{C}/^{12}\text{C}$  é aproximadamente constante na atmosfera porque apesar da perda de  $^{14}\text{C}$  por decaimento radioativo, o bombardeamento cósmico do nitrogênio nas camadas superiores da atmosfera produz constantemente novo  $^{14}\text{C}$ . Os seres vivos (plantas e animais) utilizam  $^{12}\text{C}$  e  $^{14}\text{C}$  sem distinção, de maneira que por ocasião da morte, a razão  $^{14}\text{C}/^{12}\text{C}$  no organismo é a mesma da atmosfera. Após a morte, a razão  $^{14}\text{C}/^{12}\text{C}$  passa a variar porque  $^{14}\text{C}$  é convertido em  $^{12}\text{C}$  sem que novo  $^{14}\text{C}$  seja absorvido. Foi observado que  $^{14}\text{C}$  se reduz a uma taxa proporcional à sua massa e que a sua meia-vida é aproximadamente 5.580 anos. Ou seja, se uma substância tivesse início com 1 g de  $^{14}\text{C}$ , então 5580 anos depois ela teria 0,5 g de  $^{14}\text{C}$  e 0,5g de  $^{12}\text{C}$ , devido à conversão de  $^{14}\text{C}$  em  $^{12}\text{C}$ . Assim sendo, responda: se a massa de  $^{14}\text{C}$  em um fóssil descoberto corresponde a 40% da massa total de carbono nele encontrada, qual é a idade aproximada do fóssil ?

Solução: como o  $^{14}\text{C}$  do fóssil sofre um decaimento radioativo proporcional à sua massa  $M(t)$ , então:

$$\frac{dM}{dt} = -\alpha M$$

e pode-se escrever, por analogia com a equação (A.147),  $M(t) = M(t_0)\exp[-\alpha(t-t_0)]$ . Quando  $t_0=0$ ,  $M(0)=M_0$ ; quando  $t=5580$ ,  $M(5580)=0,5M_0$  pois em 5580 anos metade do  $^{14}\text{C}$  é convertida em  $^{12}\text{C}$ . Mas,  $M_t = M_0 \exp(-\alpha t)$  indica que a idade do fóssil depende da taxa de decaimento radioativo, que é deduzida da seguinte maneira:

$$\frac{M_t}{M_0} = e^{(-\alpha t)} \quad \rightarrow \quad -\alpha t = \ln \frac{M_t}{M_0}$$

$$\alpha = -\frac{1}{t} \ln \frac{M_0}{M_t} = \frac{1}{5580} \ln \frac{1}{0,5} = \frac{\ln 2}{5580}$$

Sendo  $M_t=0,4$ , a idade aproximada do fóssil será:

$$t = \frac{1}{\alpha} \ln \frac{M_0}{M_t} = \frac{5580}{\ln 2} \ln \frac{1}{0,4} \cong 7376 \text{ anos.}$$

### Exercícios Propostos

A.32) Achar a solução geral das seguintes equações de primeira ordem:

a)  $y' + ay = b$

b)  $y' - xy = x$

c)  $y' + 2y = x^2$

A.33) Achar a solução do problema de valor inicial dado

a)  $y' + 3y = 4, y(0) = 2$

b)  $y' - y = \exp(2x), y(1) = 0$

### Referências

GROSSMAN, S. I. **Multivariable calculus, linear algebra, and differential equations**. 2nd ed. Orlando: Academic Press, 1986. 876 p.

SILVERMAN, R. A. **Calculus with analytic geometry**. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall, 1985. 970 p.



## Apêndice B

## NOÇÕES DE GEOESTATÍSTICA APLICADA

João Manoel Filho

## B.1 Introdução

Neste apêndice apresenta-se uma introdução à análise estatística e geoestatística de amostras de dados que possuem uma posição geográfica e pelo menos um valor observado. É o caso de muitos dados geológicos, hidrogeológicos e ambientais em geral. A análise consiste em avaliar e interpretar o comportamento ou tendência dos valores dos dados existentes em uma certa área de estudo, com o objetivo de prever ou estimar valores em locais ainda sem dados. Essa previsão é geralmente feita através de um “modelo” que depende de parâmetros de ajuste. Os dados observados ou registrados não são exatos e estão sujeitos a **erros de medida**. Por este motivo, mesmo quando o modelo é exato, o que se obtém com o ajuste do modelo é sempre uma **estimativa**. Para ser realmente útil um ajuste precisa fornecer: i) parâmetros; ii) estimativas de erro dos parâmetros; iii) testes da qualidade do ajuste (ex. chi-quadrado, *Kolmogorov-Smirnov*). Em muitas situações práticas, a análise não vai além da avaliação dos parâmetros e é considerada suficiente ou “satisfatória” quando um gráfico dos dados e do modelo apresenta uma “boa” concordância. Convém, todavia, assinalar que os testes de hipóteses são muito importantes, na medida em que fornecem o nível de risco que se corre ao tomar uma decisão.

## B.2 Descrição Univariada

A análise estatística univariada de um conjunto de dados de uma variável, suposta aleatória,  $x_i (i=1,2,\dots,n)$ , envolve três etapas: a) elaboração de tabelas de frequência e histogramas; b) avaliação de parâmetros ou estatísticas; c) ajuste de leis de distribuição de probabilidade. Sejam, por exemplo, as chuvas anuais observadas no posto pluviométrico do Curado – Recife, no período de 1963 a 1992, com duração de 30 anos (tabela B.1).

## Tabelas de Frequência e Histogramas

Nas tabelas de frequência os dados da amostra, depois de ordenados, em sentido, geralmente, crescente, são separados em intervalos ou classes. O número de valores encontrados dentro de cada

Ano	Chuva (mm)	Ano	Chuva (mm)	Ano	Chuva (mm)
1963	2648	1973	2953	1983	1872
1964	3175	1974	2524	1984	2831
1965	2436	1975	2171	1985	2416
1966	3089	1976	2225	1986	2760
1967	2205	1977	2331	1987	1865
1968	1418	1978	2742	1988	1972
1969	2015	1979	2096	1989	2392
1970	2869	1980	2358	1990	2299
1971	2196	1981	1654	1991	1886
1972	2061	1982	2237	1992	1951

Tabela B.1 - Chuvas anuais no Recife - PE.

classe é chamado **freqüência absoluta**. Somando-se progressivamente os valores da freqüência absoluta, obtém-se a **freqüência acumulada**. A razão entre a freqüência e o número total de valores da amostra é a freqüência relativa, que pode ser expressa como porcentagem (tabela B.2).

A informação apresentada na tabela B.2 também é comumente mostrada sob a forma de um gráfico de barras ou **histograma** (figura B.1), no qual a altura de cada barra é proporcional ao número de valores dentro de cada classe. Na figura B.2 se vê o **histograma acumulado**.

Intervalo ou classe	Freqüência absoluta	Porc. (%)	Freqüência acumulada	Porc. (%)
1320 < x <= 1515	1	3	1	3
1515 < x <= 1710	1	3	2	6
1710 < x <= 1905	3	10	5	16
1905 < x <= 2101	5	17	10	33
2101 < x <= 2296	5	17	15	50
2296 < x <= 2491	6	20	19	70
2491 < x <= 2686	2	7	25	77
2686 < x <= 2881	4	13	27	90
2881 < x <= 3077	1	3	28	93
3077 < x <= 3272	2	7	30	100

Tabela B.2 - Frequência das chuvas anuais em Recife - PE.

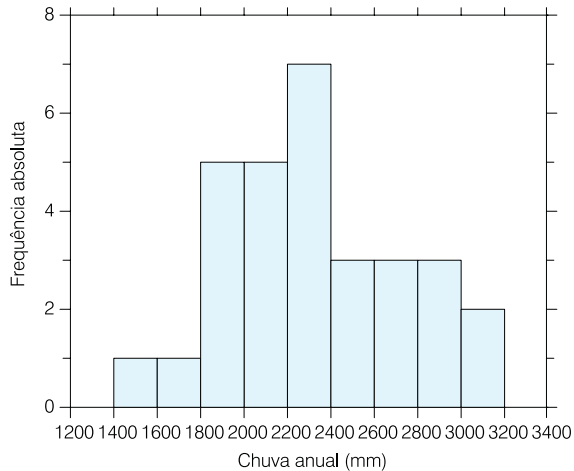


Figura B.1 - Histograma de frequência.

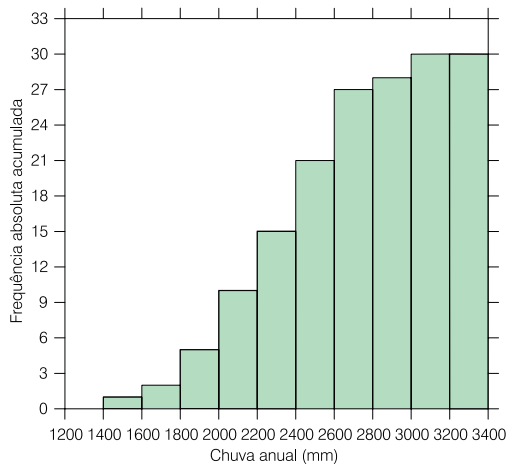


Figura B.2 - Histograma de frequência acumulada.

### B.3 Avaliação de Parâmetros ou Estatísticas

Consiste na avaliação de medidas que se enquadram em três categorias: i) medidas de tendência central; ii) medidas de espalhamento ou variabilidade; iii) medidas de forma.

#### Medidas de Tendência Central

Essas medidas indicam onde fica o **centro** ou a **metade** da distribuição dos valores e são representadas pelos parâmetros: média, mediana e moda.

**Média** - se os dados consistem de  $n$  valores  $x_1, \dots, x_n$ , então a média  $\bar{x}$ , é a média aritmética dos valores.

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \frac{1}{30} 64644 = 2321 \quad (B.1)$$

**Mediana** - a mediana  $M$ , é o ponto médio dos valores observados, ordenados em ordem crescente. Metade dos valores ficam abaixo da mediana e metade

dos valores ficam acima da mediana. Ordenando-se os dados de modo que  $x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_n$ , a mediana pode ser calculada usando uma das equações:

$$M = \begin{cases} \frac{x_{n+1}}{2} & \text{se } n \text{ for ímpar} \\ \frac{x_{\frac{n}{2}} + x_{\frac{n}{2}+1}}{2} & \text{se } n \text{ for par} \end{cases} \quad (B.2)$$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1418	1654	1865	1872	1886	1951	1972	2015	2061	2096

11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
2171	2196	2205	2225	2237	2299	2331	2358	2392	2416

21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
2436	2524	2648	2742	2760	2831	2869	2953	3089	3175

O número  $n$ , de valores dos dados de chuva da amostra considerada é igual a 30 e portanto a mediana é estimada através da equação:

$$M = \frac{x_{15} + x_{16}}{2} = \frac{2237 + 2299}{2} = 2268 \quad (B.3)$$

Em um gráfico de frequência acumulada representada no eixo das ordenadas, a mediana é o valor do eixo das abcissas que corresponde a 50% no eixo das ordenadas (figura B.3).

**Moda** - A moda é o valor mais freqüente e se encontra no intervalo ou classe com a barra mais alta no histograma. De acordo com a tabela B.2, a moda está no intervalo de 2296 a 2491 mm. Uma das limitações desse parâmetro é que o seu valor muda com a precisão dos valores dos dados. Por essa razão, a moda é de pouca utilidade no caso de conjuntos de dados cujas medidas possuem vários dígitos significativos.

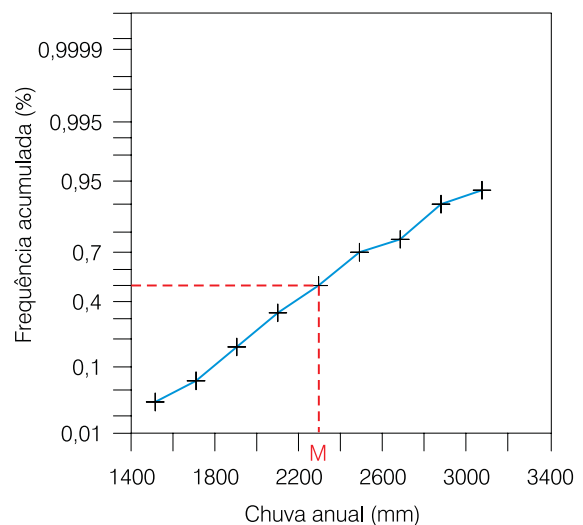


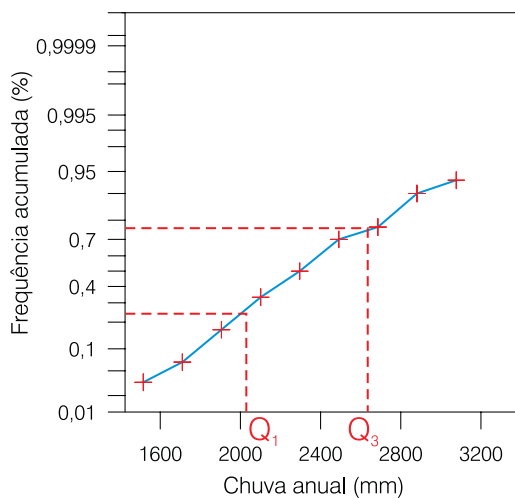
Figura B.3 - Mediana em um gráfico de probabilidade normal.



**Mínimo** - corresponde ao menor valor encontrado no conjunto de dados, ou seja, é igual ao valor  $x_1$  dos dados ordenados que, no caso, é 1418 mm.

**Máximo** - é o maior valor no conjunto de dados, ou seja,  $x_n$ , que é igual a 3175 mm para a amostra considerada.

**Quartil Superior e Inferior** - a exemplo da mediana, que divide a amostra em duas metades, os quartis dividem a amostra em **quartos**. O quartil inferior  $Q_1$ , corresponde à frequência acumulada de 25% e o quartil superior  $Q_3$ , à frequência acumulada de 75% (figura B.4). Os valores encontrados para os dados de chuva foram  $Q_1=2015$  mm e  $Q_3=2648$  mm, respectivamente.



**Figura B.4** - Quartis de um gráfico de probabilidade normal.

## Medidas de Espalhamento ou Variabilidade

**Variância** - é a diferença média quadrática entre os valores observados e a média dos mesmos ou, ainda, o desvio médio quadrático entre os valores observados e a sua média, sendo expressa por:

$$\sigma^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (\text{B.4})$$

O valor da variância dos dados de chuva do exemplo em estudo é de 180.039 mm<sup>2</sup>.

**Desvio Padrão** - o desvio padrão  $\sigma$ , é simplesmente a raiz quadrada da variância, que, no caso, é igual a 424 mm. É geralmente mais usado do que a variância, pois apresenta as mesmas unidades da variável que descreve.

**Intervalo Interquartil** - expresso por IQI, é a diferença entre o quartil superior e o quartil inferior, ou seja:

$$\text{IQI} = Q_3 - Q_1 \quad (\text{B.5})$$

Ao contrário da variância e do desvio padrão, o IQI não usa a média como centro da distribuição e representa um melhor indicador se a média for influenciada por uns poucos valores erráticos. O valor do IQI encontrado para os dados de chuva, foi de 633 mm.

## Medidas de Forma

**Coefficiente de Assimetria** - é uma característica do conjunto de dados que pode ser bem visualizada através do histograma. O parâmetro ou estatística geralmente usada para caracterizar a simetria é uma quantidade chamada **coeficiente de assimetria**, definido por:

$$\gamma = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{\sigma^3} \quad (\text{B.6})$$

Esse coeficiente é ainda mais sensível a valores erráticos do que a média e o desvio padrão, uma vez que os desvios (diferenças) entre os valores observados e a média são elevados ao cubo. Geralmente, muito mais do que o valor de  $\gamma$ , o que se usa para caracterizar a assimetria é o sinal. No histograma ou na curva de densidade de probabilidade, uma assimetria positiva,  $\gamma > 0$ , tem o trecho de decaimento mais longo em direção aos maiores valores, enquanto que uma assimetria negativa,  $\gamma < 0$ , tem o trecho de decaimento mais longo em direção aos menores valores. Para os dados de chuva que estão sendo utilizados, o coeficiente de assimetria é igual a 0,158 e pode ser considerado muito pequeno e praticamente desprezível ou seja, a distribuição é considerada simétrica.

**Coefficiente de Variação** - o coeficiente de variação é uma estatística geralmente usada como alternativa para descrever a forma da distribuição, particularmente quando se tratam de valores positivos e com assimetria positiva. É expresso pela razão entre o desvio padrão e a média:

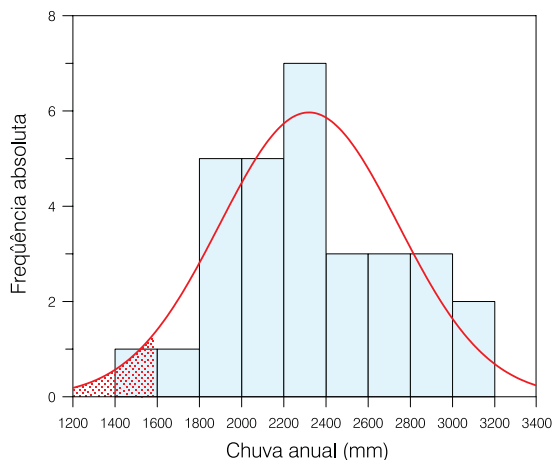
$$\text{CV} = \frac{\sigma}{\bar{x}} \quad (\text{B.7})$$

O valor encontrado para os dados de chuva foi de 0,183. Ele é muito pequeno e reflete o fato de ser o histograma praticamente simétrico. Um valor de  $\text{CV} > 1$ , indica a presença de valores erráticos muito altos e que podem influenciar as estimativas.

## Ajuste de Leis de Distribuição de Probabilidade

O conjunto de dados em análise representa uma pequena amostra de uma população que se admite ser muito grande. Admite-se, ainda, que os dados correspondem a valores corretos nos pontos em que foram coletados e que podem ser reproduzidos de uma forma aleatória e independente da população. O

que se pretende é usar esses dados para prever o que se poderia esperar se fosse possível dispor de toda a população. Com os valores disponíveis, **discretos** por natureza, isto é, em quantidade finita, limitada a um certo número **n**, chamado de **tamanho da amostra**, parte-se para **inferir** o comportamento da população, de tamanho teoricamente infinito, usando para isso a forma do histograma. Quanto maior for o tamanho da amostra, mais estreitos podem ser os intervalos ou classes dos valores no histograma. Assim, para toda a população o histograma se transforma em uma curva contínua conhecida como **distribuição de probabilidade** ou **função de densidade de probabilidade** (figura B.5).



**Figura B.5** - Histograma e função de densidade de probabilidade ou distribuição de probabilidade.

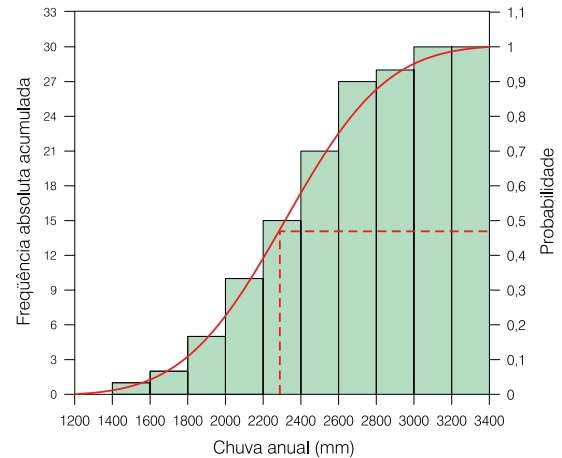
A área sob a curva da função de densidade de probabilidade - a totalidade da população - é igual a 1 ou 100%, já que ela inclui todas as possibilidades. Em termos estatísticos, o **modelo** ou **lei** mais simples de uma distribuição de probabilidade é conhecido como **distribuição Normal ou Gaussiana**. A lei ajustada aos dados de chuva exibidos no histograma e no histograma acumulado é uma distribuição normal, com média  $\bar{x} = 2321$  mm e desvio padrão  $\sigma = 424$  mm. As curvas correspondentes às funções  $f(x)$ , de densidade de probabilidade normal (figura B.5) e  $F(x)$ , de distribuição normal acumulada (figura B.6), são dadas, respectivamente, pelas equações:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\bar{x}}{\sigma}\right)^2\right] \quad -\infty < x < \infty \quad (\text{B.8})$$

$$F(z) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z \exp\left[-\frac{z^2}{2}\right] dz \quad (\text{B.9})$$

Para a média e desvio padrão da amostra, a variável normal reduzida **z**, pode ser calculada usando a equação (B.10).

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (\text{B.10})$$



**Figura B.6** - Histograma acumulado e distribuição de probabilidade.

Existem muitas outras leis de distribuição. A distribuição normal é a mais desejável porque fica perfeitamente definida pelos parâmetros média e desvio padrão, apresentando sempre a mesma forma simétrica em relação ao valor médio.

## Testes de Hipóteses

Em relação às figuras B.5 e B.6, concluiu-se de maneira subjetiva que os dados de chuva analisados se ajustam a uma distribuição normal. Em muitas situações, não se sabe até que ponto é possível afirmar que uma amostra de dados pode ser representada ou não por uma função de distribuição específica com parâmetros específicos. Um método sistemático para responder a essa questão é o chamado **teste de hipóteses**, que compreende 6 (seis) etapas:

1. declaração de **duas hipóteses**, em termos dos parâmetros da população: i) **hipótese nula**, representada por  $H_0$ , que é uma declaração de igualdade.; ii) **hipótese alternativa**, representada por  $H_A$ , que é uma declaração de desigualdade;
2. identificação do **teste estatístico**, isto é, para cada tipo de teste (seja teste de média, de desvio padrão ou de distribuição de probabilidade), existe um teorema específico que indica o teste estatístico, a sua distribuição, seus parâmetros e a regra de decisão a ser usada para testar as hipóteses da etapa 1;
3. especificação do **nível de significância**, isto é, o risco da decisão. Representado por  $\alpha$ , esse nível de significância indica a probabilidade de erro ou o risco que se corre ao aceitar o resultado observado como representativo da população. Em geral, usam-se níveis  $\alpha$  de 0,05 e 0,01;
4. cálculo do **valor amostral do teste** estatístico;
5. cálculo do **valor crítico do teste** estatístico;
6. **escolha da hipótese**, comparando o valor amostral e o valor crítico do teste estatístico.

## Teste Kolmogorov-Smirnov de uma Amostra

Este é um exemplo de teste de hipótese que permite avaliar se a distribuição de frequência acumulada de uma variável se ajusta a uma certa função de distribuição de probabilidade. No caso, pretende-se verificar se a distribuição normal é a esperada. O teste, ilustrado na tabela B.3, é feito usando um intervalo de 100 mm. Define-se  $f(P)$  como a frequência absoluta e  $F(P)$  como a frequência acumulada, que dividida pelo tamanho  $n$  da amostra fornece a distribuição acumulada da frequência observada.

As probabilidades  $F(z)$  correspondentes, que no passado costumavam ser obtidas de tabelas da função de distribuição normal (equação B.9) hoje se encontram mais facilmente disponíveis em programas de computador. A estatística do teste *Kolmogorov-Smirnov*, definida como  $D$ , é a maior diferença absoluta entre os valores da distribuição acumulada da frequência observada e a distribuição acumulada de probabilidade esperada. Na tabela (B.3),  $D$  é o máximo valor absoluto da diferença entre as colunas 4 e 5, que no caso é igual a 0,1034.

No caso, a aceitação ou rejeição da hipótese  $H_0$  (de que a distribuição é normal) depende do resultado da comparação entre os valores de  $D$ , chamado valor amostral do teste, e  $D_{\alpha}$ , chamado de valor crítico, função do nível de significância  $\alpha$  e do tamanho  $n$  da amostra, fornecido pela tabela B.4.

Se  $D > D_{\alpha}$ , a hipótese  $H_A$  é aceita. Caso contrário, aceita-se  $H_0$ . No exemplo apresentado, com  $n=30$ , os valores de  $D_{\alpha}$ , para os três níveis de significância considerados na tabela B.4, são maiores do que  $D$ . Portanto, sendo  $D < D_{\alpha}$  aceita-se a hipótese  $H_0$ , ou seja, rejeita-se  $H_A$ .

O nível de significância  $\alpha$  representa a probabilidade de erro envolvida na aceitação do resultado como válido, isto é, como representativo da população. Quanto maior o nível- $\alpha$ , menor é a confiabilidade no resultado como representativo da população. Por exemplo, um nível- $\alpha$  de 0,05 (ou 1/20) indica que existe 5% de probabilidade da distribuição de frequência das chuvas não ser normal.

P (mm)	f(p)	F(P)	$\frac{F(P)}{n}$	F(z)	$\left  \frac{F(P)}{n} - F(z) \right $
1400	0	0	0	0,0497	0,0497
1500	1	1	0,0333	0,0702	0,0368
1600	0	1	0,0333	0,0966	0,0633
1700	1	2	0,0666	0,1298	0,0631
1800	0	2	0,0666	0,1700	<b>0,1034</b>
1900	3	5	0,1666	0,2175	0,0509
2000	2	7	0,2333	0,2719	0,0386
2100	3	10	0,3333	0,3323	0,0010
2200	2	12	0,4000	0,3973	0,0026
2300	4	16	0,5333	0,4654	0,0678
2400	3	19	0,6333	0,5345	0,0987
2500	2	21	0,7000	0,6026	0,0973
2600	1	22	0,7333	0,6676	0,0656
2700	1	23	0,7666	0,7280	0,0386
2800	2	25	0,8333	0,7824	0,0509
2900	2	27	0,9000	0,8299	0,0700
3000	1	28	0,9333	0,8708	0,0631
3100	1	29	0,9666	0,9033	0,0633
3200	1	30	1,0000	0,9297	0,0702
3300	0	30	1,0000	0,9502	0,0497

**Tabela B.3** - Teste *Kolmogorov-Smirnov* dos dados de chuva para uma população Normal com média 2321 mm e desvio padrão 424 mm.

## Intervalos de Confiança

Já foi dito que a média e o desvio padrão são suficientes para descrever a distribuição normal. Todavia, é preciso muita cautela no sentido de deixar claro se esses parâmetros são calculados da amostra ou da população. No que se refere às chuvas em análise, os eventos futuros são ignorados e jamais será possível conhecer a população. São conhecidas apenas amostras, correspondentes a observações feitas no passado. É de se esperar que em futuras amostras, os valores numéricos sejam diferentes. Na engenharia de recursos hídricos, geralmente se busca uma estimativa dos prováveis valores futuros de médias

n	Nível de significância $\alpha$			n	Nível de significância $\alpha$			n	Nível de significância $\alpha$		
	0,10	0,05	0,01		0,10	0,05	0,01		0,10	0,05	0,01
1	0,950	0,975	0,995	9	0,388	0,432	0,514	17	0,286	0,318	0,381
2	0,776	0,842	0,929	10	0,368	0,410	0,490	18	0,278	0,309	0,371
3	0,642	0,708	0,828	11	0,352	0,391	0,468	19	0,272	0,301	0,363
4	0,564	0,624	0,733	12	0,338	0,375	0,450	20	0,264	0,294	0,356
5	0,510	0,565	0,669	13	0,325	0,361	0,433	25	0,24	0,27	0,32
6	0,470	0,521	0,618	14	0,314	0,349	0,418	<b>30</b>	<b>0,22</b>	<b>0,24</b>	<b>0,29</b>
7	0,438	0,486	0,577	15	0,304	0,338	0,404	35	0,21	0,23	0,27
8	0,411	0,457	0,543	16	0,295	0,328	0,392	>35	$\frac{1,22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{n}}$

**Tabela B.4** - Valores críticos  $D_{\alpha}$  da estatística do teste *Kolmogorov-Smirnov* de uma amostra, em função do tamanho da amostra e do nível de significância  $\alpha$  (JASA apud McCuen & Snyder, 1986).

e desvios padrão. Os intervalos dentro dos quais se espera que estejam, com uma certa probabilidade  $\gamma$ , os parâmetros representativos da população, são chamados de **intervalos de confiança**.

O cálculo do intervalo de confiança da média  $\bar{x}$  de uma amostra de tamanho  $n$  com um nível de significância  $\alpha=1-\gamma$  é feito usando a expressão:

$$CONF_{\gamma}\% = \bar{x} \mp t(n-1, \alpha) \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (B.11)$$

na qual  $\sigma$  é o desvio padrão e  $t(n-1, \alpha)$  é o valor da distribuição *t de Student*, com  $n - 1$  graus de liberdade e nível de significância  $\alpha$ . Por exemplo, para as chuvas em estudo, tem-se:

n	$\bar{x}$	$\sigma$	$\gamma$	$t(n-1, \alpha) \times \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$	CONF $\gamma$ %
30	2341	424	95	$2,04 \times 77,47=158$	$2163 \leq \mu \leq 2479$
			99	$2,76 \times 77,47=213$	$2107 \leq \mu \leq 2535$

Portanto, a média da população, com 95% de probabilidade, encontra-se no intervalo de  $2321 \pm 158$  mm. Com 99% de probabilidade, ou seja, com um risco de apenas 1% de erro, a média da população fica no intervalo de  $2341 \pm 213$  mm.

### B.4 Descrição Bivariada

A análise de conjuntos de dados que incluem mais de uma variável é feita usando os chamados **métodos multivariados**. No caso de duas variáveis, tem-se o modelo ou **descrição bivariada**.

A **descrição bivariada** torna-se necessária quando se deseja avaliar relações e dependências entre duas variáveis. Esse tipo de problema é muito freqüente na engenharia e na geologia. Ele é expresso através de um modelo que relaciona uma variável **dependente** ou **variável critério**  $y$  a uma única variável **independente** ou **variável influente**  $x$ . Admite-se que  $x$  exerce uma influência sobre  $y$  e a forma mais simples de caracterizar essa influência é através de uma **regressão linear**, que é, geralmente, expressa através da equação ou modelo linear:

$$\hat{y} = b_0 + b_1x \quad (B.12)$$

Na equação (B.12),  $b_0$  é o coeficiente **linear** chamado de ordenada na origem, porque ele é igual ao valor de  $y$  quando  $x=0$ , e  $b_1$  é o coeficiente **angular**. Esses parâmetros,  $b_0$  e  $b_1$ , são chamados **coeficientes de regressão**, porque eles são obtidos de uma análise de regressão.

#### Gráficos x-y

Uma representação gráfica, com a variável  $x$  no eixo das abcissas e a variável  $y$  no eixo das ordenadas é um dos procedimentos mais comuns usados na análise de eventuais relações entre duas variáveis.

Além de fornecer uma visualização qualitativa do relacionamento entre as duas variáveis, esse gráfico chama a atenção para pontos aberrantes ou anômalos. Por exemplo, a figura B.7 é uma representação gráfica dos dados apresentados na tabela B.5, que constitui uma amostra de 39 valores na qual a variável  $x$  é um índice pluviométrico e a variável  $y$  é uma lâmina de escoamento anual.

Nota-se a existência de alguns pontos mais afastados da linha central de tendência da nuvem. Não obstante, observa-se claramente que os maiores valores de  $x$  tendem a associar-se aos maiores valores de  $y$  e que os menores valores de  $x$  tendem a associar-se aos menores valores de  $y$ . A tendência da linha imaginária que passa pelo centro da nuvem de pontos parece ser crescente e não linear. Em geral é preciso

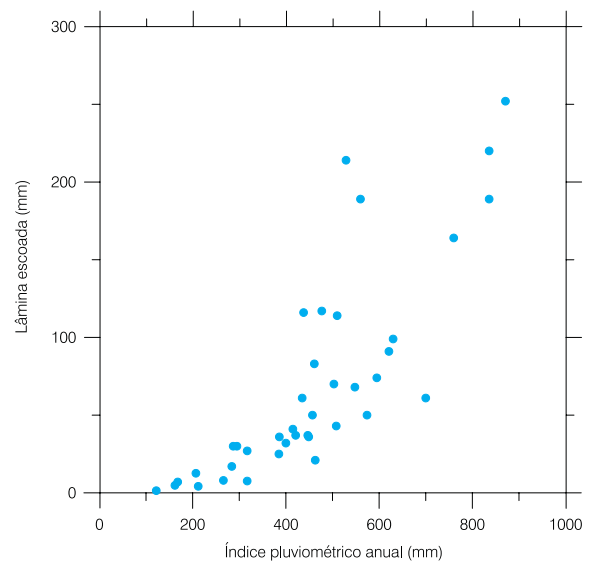


Figura B.7 - Gráfico de distribuição dos valores do índice pluviométrico anual e da lâmina escoada na bacia hidrográfica do rio Carius - CE. (dados de Dubreuil et al., 1967).

$I_p$ (mm)	$L_0$ (mm)	$I_p$ (mm)	$L_0$ (mm)	$I_p$ (mm)	$L_0$ (mm)
162	4.8	574	50	438	116
503	70	386	36	477	117
836	220	548	68	510	114
317	27	266	8	700	61
760	164	284	17	529	214
871	252	168	7	287	30
295	30	317	7.6	400	32
449	36	621	91	447	37
595	74	435	61	836	189
415	41	122	1.4	461	83
212	4.2	457	50	385	25
421	37	508	43	560	189
207	12.6	630	99	463	21

Tabela B.5 - Valores do índice pluviométrico e da lâmina escoada na bacia do rio Carius/CE, usados para ilustrar as relações entre duas variáveis.

realizar, na fase preliminar do estudo, uma análise de consistência dos dados, pois o sucesso de qualquer método de estimativa depende da confiabilidade dos dados. No caso considerado, essa análise já foi feita, mesmo assim, os pontos mais dispersos tendem a produzir um forte impacto na estimativa.

Na figura B.8, por exemplo, um ajuste polinomial com os 39 pontos que constituem a amostra, revelou um coeficiente de determinação de 0,6919 e um erro padrão em torno de 37 mm. A figura B.9, na qual se representa o ajuste com a exclusão dos 3 pontos mais dispersos, revela que o coeficiente de determinação aumentou para 0,8736 e o erro padrão diminuiu para cerca de 22 mm, o que corresponde a uma redução da ordem de 40%. Esse procedimento ilustra muito bem o impacto que pode ter um ponto muito disperso sobre o resultado de uma correlação.

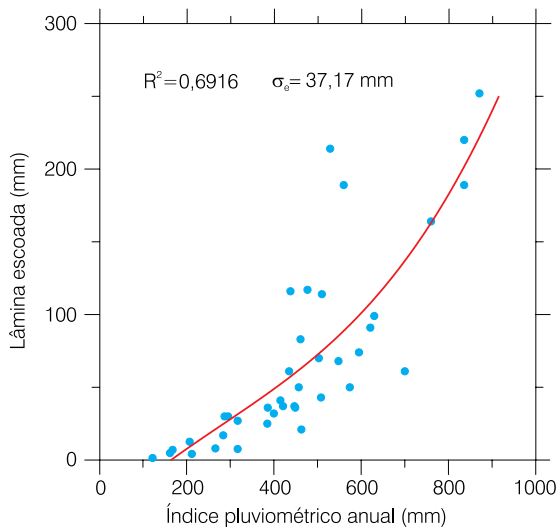


Figura B.8 - Ajuste polinomial com os 39 pontos amostrais.

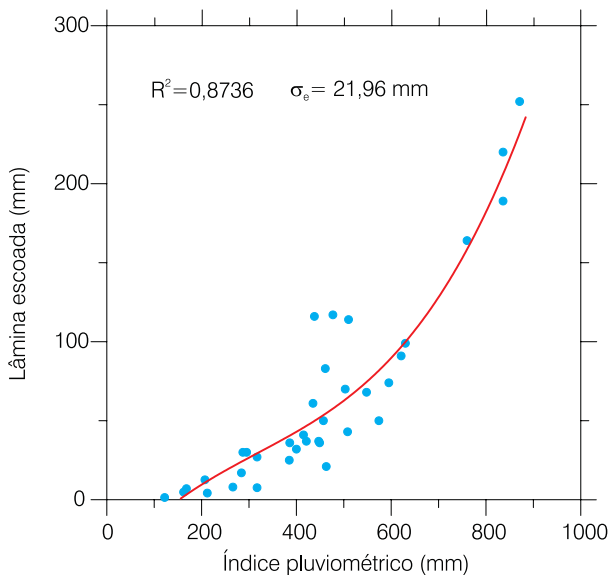


Figura B.9 - Ajuste com os 36 pontos menos dispersos.

## Correlação

De modo geral, é possível observar em um gráfico x-y, três padrões de relacionamento entre as variáveis: i) **correlação positiva**; ii) **correlação negativa**; e iii) **ausência de correlação**. (Isaaks & Srivastava 1989).

A correlação entre duas variáveis é positiva quando ambas as variáveis apresentam a mesma tendência de crescimento ou de decréscimo. Nos meios porosos, para os arenitos de diversos tamanhos de grãos, a permeabilidade e a porosidade se correlacionam positivamente, ou seja, os maiores valores de porosidade se associam aos maiores valores de permeabilidade.

A correlação entre duas variáveis é negativa quando uma das variáveis cresce e a outra decresce ou vice-versa. É o caso, por exemplo, da correlação entre os teores de cálcio e magnésio em um calcário dolomítico. Um aumento no teor de cálcio geralmente resulta em uma redução no teor de magnésio.

Uma terceira possibilidade é a ausência de correlação entre duas variáveis, o que se manifesta quando um aumento no valor de uma variável não parece ter efeito sobre a outra.

Nesse tipo de investigação é preciso antes de tudo conhecer a natureza das variáveis em consideração, para saber se faz sentido ou se é possível admitir uma relação entre as mesmas. Por exemplo, em hidrologia de superfície, a existência de uma correlação entre a **chuva** e o **escoamento superficial** é intuitiva na medida em que há entre esses fenômenos uma relação de causa e efeito, isto é, o escoamento da água nos rios é uma consequência direta das precipitações pluviométricas. Assim, é de se esperar que a uma maior precipitação deva corresponder um maior escoamento de água nos rios.

O escoamento nos rios é geralmente apresentado sob a forma de módulo ou descarga média anual Q em m³/s. Uma outra forma de expressão do escoamento superficial numa bacia hidrográfica é através de uma lâmina escoada L, em milímetros, dada pela relação entre o volume V, dos deflúvios anuais em milhões de m³ ou Hm³ e a área A da bacia em km².

$$L = \frac{1000V}{A} = \frac{31500Q}{A} \quad (B.13)$$

A experiência mostra que esse escoamento, em alguns casos, só aparece quando já ocorreu uma certa quantidade de chuva, de 50 a 100 mm, aproximadamente, em um mês dado. A precipitação a partir da qual ocorre o escoamento superficial denomina-se limite de eficácia da chuva ou **chuva eficaz** P<sub>0</sub>. Por esse motivo, o grau de correlação entre as lâminas médias precipitadas e escoadas numa bacia, em muitas situações, pode ser muito fraca. Isso pode acontecer porque a correlação esperada depende de inúmeros fatores entre os quais se incluem a declividade e a natureza geológica dos terrenos,

a cobertura vegetal, o teor de umidade do solo, a intensidade da chuva etc. A magnitude da precipitação é apenas um desses fatores, muitas vezes o mais importante, apesar de tudo.

Uma análise criteriosa dos fatores condicionantes do escoamento pode melhorar o grau da correlação. É o caso, por exemplo, de se levar em conta a distribuição, magnitude e concentração das chuvas durante o ano, bem como os coeficientes de escoamento em terrenos sedimentares e em terrenos cristalinos, etc.

Na bacia do rio Jaguaribe – CE uma análise desse tipo (Dubreuil *et al.*, *op. cit.*) permitiu melhorar a correlação entre chuva e escoamento usando no lugar da precipitação média anual  $P_m$ , um **índice pluviométrico anual**  $I_p$ , definido pela expressão:

$$I_p = \sum_{i=1}^{12} (P_m - P_0) \quad (B.14)$$

### Coeficiente de Correlação

O **coeficiente de correlação**,  $R$ , é a estatística geralmente mais utilizada para caracterizar o grau de correlação entre duas variáveis. É calculado pela equação:

$$R = \frac{\frac{1}{2} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sigma_x \sigma_y} \quad (B.15)$$

O número de valores de cada um dos conjuntos de dados  $x_1, \dots, x_n$ , da primeira variável e  $y_1, \dots, y_n$ , da segunda variável, é igual a  $n$ . Para as duas variáveis, os respectivos valores médios são  $\bar{x}$  e  $\bar{y}$ , enquanto que  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  são os respectivos desvios padrão.

O coeficiente  $R$  é um índice do grau de associação linear entre duas variáveis aleatórias. A sua magnitude caracteriza a **qualidade do ajuste** e indica se a regressão fornece ou não uma previsão satisfatória da variável dependente.

### Coeficiente de Determinação e Erro Padrão

Para o modelo linear geral:

$$\hat{y} = b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + \dots + b_p x_p \quad (B.16)$$

com  $p$  variáveis influentes,  $b_i$  coeficientes angulares ( $i=1,2,\dots,p$ ) e um coeficiente linear  $b_0$ , existem  $(p+1)$  coeficientes ou parâmetros a serem determinados na equação do ajuste.

O número de parâmetros pode ser fixado livremente de acordo com o modelo adotado. O modelo linear (polinomial de grau 1) tem dois parâmetros; o modelo polinomial de grau 3 possui quatro parâmetros etc. O número de **graus de liberdade** é igual ao tamanho da amostra menos o número de parâmetros a serem determinados, ou seja:

$$v = n - p - 1 \quad (B.17)$$

O quadrado do coeficiente de correlação ( $R^2$ ) é chamado **coeficiente de determinação** e constitui um bom indicador da qualidade do ajuste e da precisão das previsões. É igual à fração da variância na variável dependente (critério), que é explicada pela variável influente (independente).

O desvio padrão  $\sigma_y$  da população ou  $s_y$  da amostra  $y$ , é um indicador da qualidade da previsão. Se a variável  $y$  está relacionada a uma ou mais variáveis influentes  $x$ , o **erro da previsão** é reduzido de  $\sigma_y$  para  $\sigma_e$ , **erro padrão da estimativa**, que é igual ao desvio padrão dos erros e tem as mesmas unidades de  $y$ , sendo expresso por:

$$s_e = \sqrt{\frac{1}{v} \sum_{i=1}^n (\hat{y}_i - y_i)^2} \quad (B.18)$$

Algumas vezes o erro da estimativa é computado usando a equação:

$$s_e = s_y \sqrt{1 - R^2} \quad (B.19)$$

que pode ser considerada uma aproximação da equação (B.18), porque  $R$  é avaliado com  $n$  graus de liberdade e  $S_y$  com  $(n-1)$  graus de liberdade.

A relação exata entre  $S_e$ ,  $S_y$  e  $R$  pode ser deduzida considerando que a variação total  $VT$  está ligada à variância  $s_y^2$  pela expressão:

$$VT = (n - 1) s_y^2 \quad (B.20)$$

A variação total é a soma da variação explicada pela variável influente (VE) e da variação não explicada (VN):

$$VT = VE + VN \quad (B.21)$$

O coeficiente de correlação é a razão entre a variação explicada e a variação total:

$$R^2 = \frac{VE}{VT} \quad (B.22)$$

A variação não explicada se relaciona com o erro padrão da estimativa, através da equação:

$$VN = (n - p - 1) s_e^2 \quad (B.23)$$

Substituindo (B.20) em (B.22), obtém-se:

$$VE = (n - 1) s_y^2 R^2$$

Substituindo (B.20) e (B.23) em (B.21), obtém-se:

$$VE = (n - 1) s_y^2 - (n - p - 1) s_e^2$$

Da igualdade entre essas duas últimas expressões, resulta:

$$(n - 1) s_y^2 - (n - p - 1) s_e^2 = (n - 1) s_y^2 R^2$$

E, finalmente:

$$s_e = s_y \sqrt{\frac{n - 1}{n - p - 1} (1 - R^2)} \quad (B.24)$$

Portanto, a equação (B.24) é uma relação mais exata do que a (B.19), embora para amostras de

grande tamanho a diferença entre as duas estimativas seja pequena. Pode-se ter uma idéia da magnitude dessa diferença considerando como exemplo a correlação entre os valores de índice pluviométrico e lâmina escoada, apresentados na tabela (B.5). Com um modelo polinomial de grau 3 (figura B.8), para n=39 e p=4 as estimativas do erro padrão com as equações (B.19) e (B.24), são as seguintes:

Equação (B.19):

$$s_e = 66,94 \sqrt{1 - 0,6916} = 37 \text{ mm}$$

Equação (B.24):

$$s_e = 66,94 \sqrt{\frac{38}{34}(1 - 0,6916)} = 39 \text{ mm}$$

A diferença entre as duas estimativas é de 5,4%.

### B.5 Descrição Espacial

Dados geológicos estão sempre ligados a uma posição no espaço, mas essa posição ou localização não é levada em conta nas descrições estatísticas univariada e bivariada. Na geoestatística admite-se que uma variável geológica pode ser tratada como uma **variável regionalizada**. Trata-se de uma variável intermediária entre uma verdadeira variável aleatória e uma variável exclusivamente determinística. Admite-se que o valor de uma variável distribuída em um certo espaço é mais influenciado pelos valores dos pontos mais próximos do que pelos valores dos pontos mais afastados.

A maneira mais prática de lidar com a descrição espacial é a visual, a exemplo do histograma na descrição univariada e do gráfico (x,y) de pontos dispersos na descrição bivariada. Isso pode ser facilmente realizado usando um programa de computador. As principais técnicas utilizadas na análise de dados espaciais são:

- 1) **Mapas de Locação dos Dados** - particularmente, se a locação dos dados em mapa for realizada segundo classes de valores, com simbologias ou cores distintas, é possível obter uma boa compreensão de como os valores se distribuem no espaço. A figura B.10, por exemplo, é um mapa de locação de 96 valores de altitude do topo de uma camada geológica. Nesse mapa, construído com o programa Surfer™, os pontos verdes no quadrante NW, possuem cotas superiores a 510 m; os pontos vermelhos, concentrados no quadrante SE, apresentam cotas inferiores a 500 m, e os pontos azuis, distribuídos pelo restante da área, situam-se em cotas compreendidas entre 500 e 510 m.
- 2) **Mapas de Contorno** - os mapas de contorno ou de curvas de nível são projeções de uma superfície no plano. O programa Surfer™, por exemplo, dispõe de diversos algoritmos de interpolação (inverso

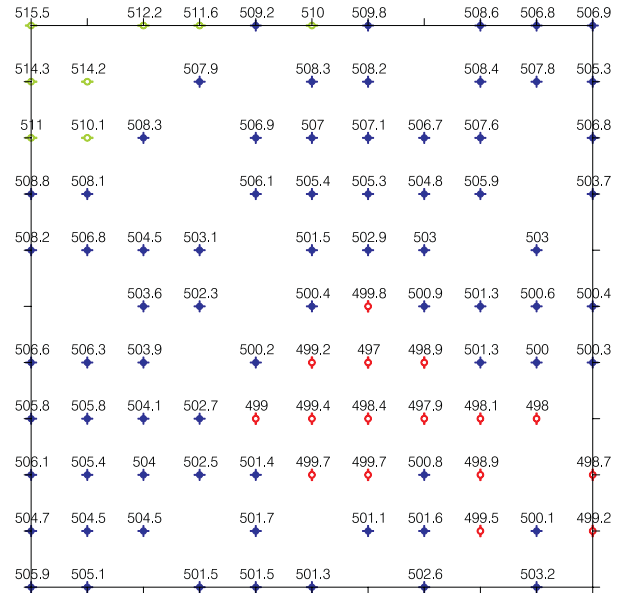


Figura B.10 - Distribuição dos valores das altitudes do topo de uma camada geológica.

da distância, *kriging*, vizinho natural, entre outros). É necessário, em função dos dados disponíveis, escolher algoritmos que não extrapolem em excesso a área dos dados conhecidos e nem produzam anomalias locais, como as que se observam na figura B.11, obtida com interpolação pelo método do **inverso da distância**. Um comportamento muito mais coerente para a superfície da camada geológica é ilustrado na figura B.12, onde foi utilizada interpolação pelo método *kriging* e, finalmente, na figura B.13, mostra-se a interpolação pelo método do **vizinho natural**. O leitor pode usar o computador e verificar.

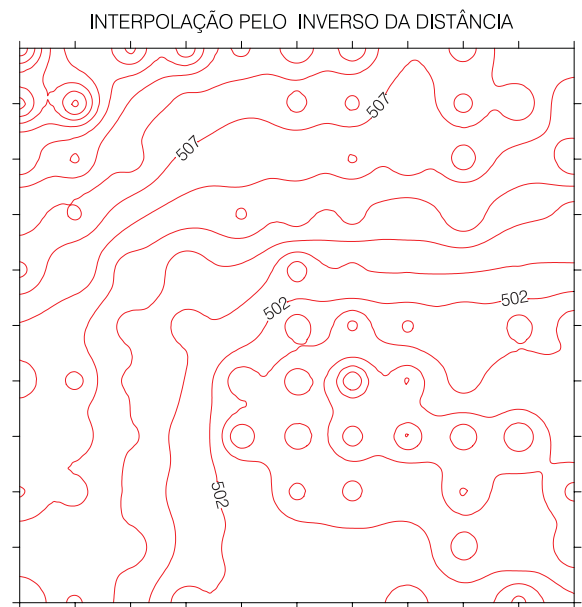


Figura. B.11 - Altitude da camada geológica obtida com interpolação pelo **inverso da distância**.

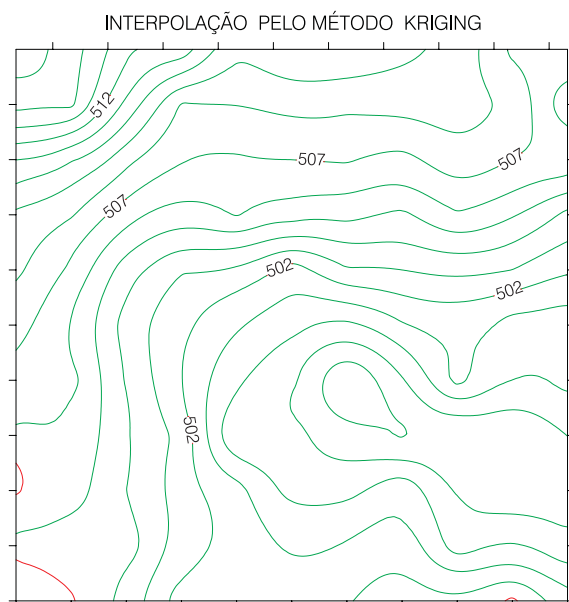


Figura B.12 - Altitude da camada geológica obtida com interpolação pelo método *kriging*.

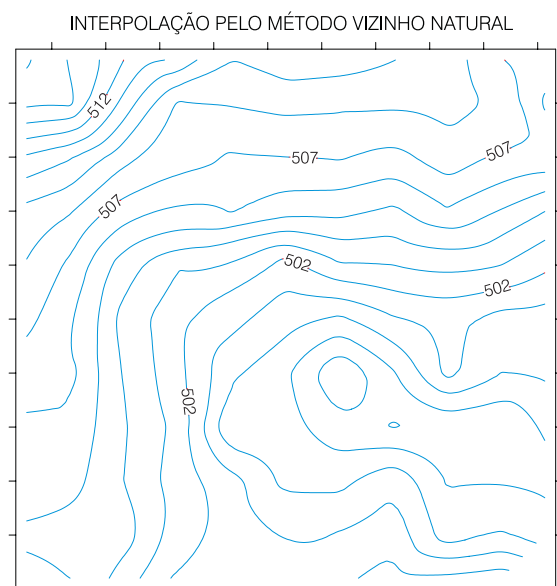


Figura B.13 - Altitude da camada geológica com interpolação pelo método *vizinho natural*.

## Gráficos h-xy

Um gráfico h-xy de uma variável  $v$  relaciona os valores  $v(\mathbf{x})$  dessa variável em um ponto  $\mathbf{x}$ , no eixo das abcissas, contra os valores  $v(\mathbf{x}+\mathbf{h})$  dessa mesma variável em um ponto  $\mathbf{x}+\mathbf{h}$ , no eixo das ordenadas. A dispersão da nuvem de pontos em um gráfico h-xy nos dá uma idéia do grau de continuidade dos valores da variável até uma certa distância e numa dada direção.

Se os valores dos dados são muito semelhantes em pontos afastados de uma distância  $\mathbf{h}$ , então os pares de valores aparecerão no gráfico h-xy muito próximos da

linha  $x=y$  com inclinação de  $45^\circ$  que passa pela origem. À medida que os valores, em pontos afastados de uma distância  $|\mathbf{h}|$ , se tornam menos semelhantes, a nuvem de pontos no gráfico h-xy torna-se mais dispersa.

A direção é importante na construção de um gráfico h-xy. Um par de valores  $v(\mathbf{x})$  e  $v(\mathbf{x}+\mathbf{h})$  só aparece uma vez como  $[v(\mathbf{x}), v(\mathbf{x}+\mathbf{h})]$  e não outra vez como  $[v(\mathbf{x}+\mathbf{h}), v(\mathbf{x})]$ .

Os gráficos das figuras B.14 e B.15 representam os pares de valores tomados nas direções N-S e E-W, respectivamente, e afastados de uma distância  $h=150$  m variável de 1 a 4 h. Esses pares são representados pelos vetores  $\mathbf{h}=(0,150)$ ,  $\mathbf{h}=(0,300)$ ,  $\mathbf{h}=(0,450)$  e  $\mathbf{h}=(0,600)$ . Como se observa nas mencionadas figuras, os pontos correspondentes aos pares de valores da variável, afastados da distância  $h$ , apresentam maior dispersão com o aumento da distância de separação. Isto se deduz do coeficiente de correlação cujo valor diminui quando aumenta a distância entre pontos. Desta forma, justifica-se a hipótese de que os valores de uma variável regionalizada, distribuídos no espaço, tendem a diferir mais significativamente uns dos outros com a distância que os separa.

## Funções de Correlação, Funções de Covariância e Variogramas

A exemplo de outros métodos, também é necessário no caso dos gráficos h-xy, usar algum **resumo estatístico quantitativo** da informação exibida no referido gráfico, ou seja, um resumo indicativo do grau de dispersão dos pontos. Para isto existe o **coeficiente de correlação**. Como no caso só existe uma variável em jogo, se poderia falar em **coeficiente de autocorrelação**, embora a rigor não se esteja tentando correlacionar a variável consigo mesma, mas, sim, tentando caracterizar a continuidade dos valores da variável no espaço. Outras estatísticas usadas, além do coeficiente de correlação, são: a **covariância** e o **momento de inércia**.

### Função de Correlação

A relação entre o coeficiente de correlação de um gráfico h-xy e  $\mathbf{h}$  é chamada **função de correlação** ou correlograma. O coeficiente de correlação depende do vetor  $\mathbf{h}$ , que possui magnitude e direção. Não obstante, a forma tradicional de apresentação dos correlogramas consiste em gráficos separados da função de correlação  $\rho(\mathbf{h})$  contra a magnitude de  $\mathbf{h}$  para várias direções (figuras B.16a e B.16b).

### Função de Covariância

A relação entre a covariância de um gráfico h-xy e o vetor  $\mathbf{h}$  é chamada **função de covariância**. É também um índice alternativo que se pode utilizar na análise da continuidade espacial.



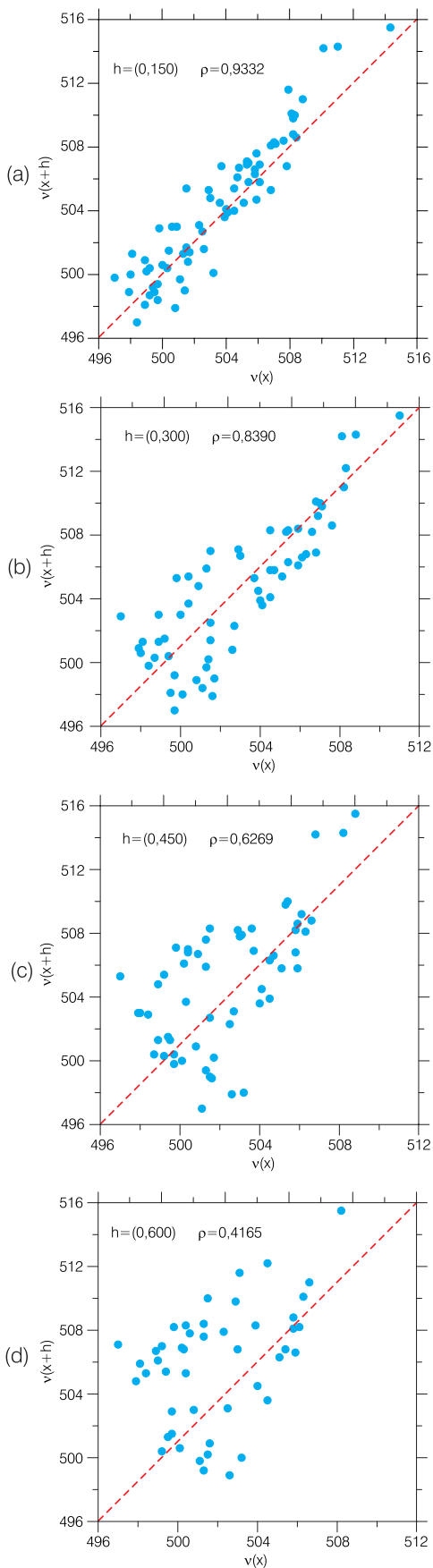


Figura B.14 - Gráficos h-xy das cotas do topo de uma formação geológica, para distâncias de separação 150, 300, 450 e 600 m na **direção N-S**.

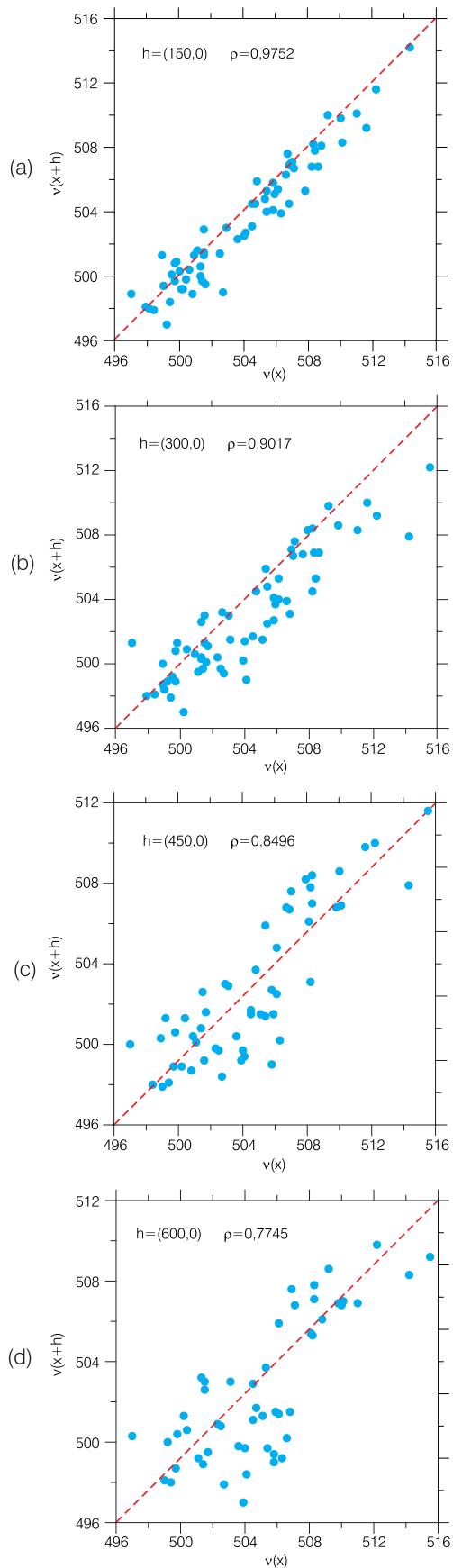


Figura B.15 - Gráficos h-xy das cotas do topo de uma formação geológica, para distâncias de separação 150, 300, 450 e 600 m na **direção E-W**.

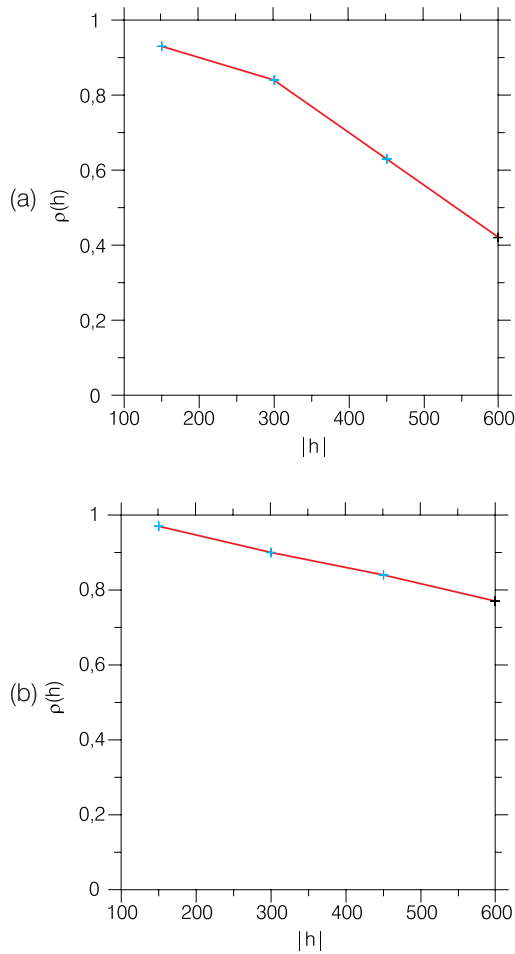


Figura B.16 - Função de correlação das cotas do topo de uma formação geológica: (a) na direção N-S; e (b) na direção E-W.

A função de covariância para uma variável  $v$  é dada pela equação:

$$C(\mathbf{h}) = \frac{1}{n(\mathbf{h})} \sum_1^n v(\mathbf{x}) \cdot v(\mathbf{x} + \mathbf{h}) - \bar{v}_{-\mathbf{h}} \cdot \bar{v}_{+\mathbf{h}} \quad (\text{B.25})$$

A somatória se aplica apenas aos  $n$  pares de valores  $[v(\mathbf{x}), v(\mathbf{x} + \mathbf{h})]_1, \dots, [v(\mathbf{x}), v(\mathbf{x} + \mathbf{h})]_n$ , cujas posições estão separadas pelo vetor  $\mathbf{h}$ . Os valores médios  $\bar{v}_{-\mathbf{h}}$  e  $\bar{v}_{+\mathbf{h}}$  são dados pelas equações (B.26) e (B.27):

$$\bar{v}_{-\mathbf{h}} = \frac{1}{n(\mathbf{h})} \sum_{i=1}^n v(\mathbf{x}_i) \quad (\text{B.26})$$

$$\bar{v}(\mathbf{x} + \mathbf{h})_i = \frac{1}{n(\mathbf{h})} \sum_{i=1}^n \bar{v}(\mathbf{x} + \mathbf{h})_i \quad (\text{B.27})$$

A equação (B.26) é a média de todos os valores cujas posições  $\mathbf{x}$  estão afastadas  $-\mathbf{h}$  de uma posição  $(\mathbf{x}-\mathbf{h})$  (figura B.17a) e a equação (B.27) é a média de todos os valores cujas posições  $\mathbf{x}$  estão afastadas  $+\mathbf{h}$  de uma posição  $(\mathbf{x}-\mathbf{h})$  (figura B.17b).

A função de covariância  $C(\mathbf{h})$  é ilustrada na figura B.18a para a direção N-S e na figura B.18b para a direção E-W.

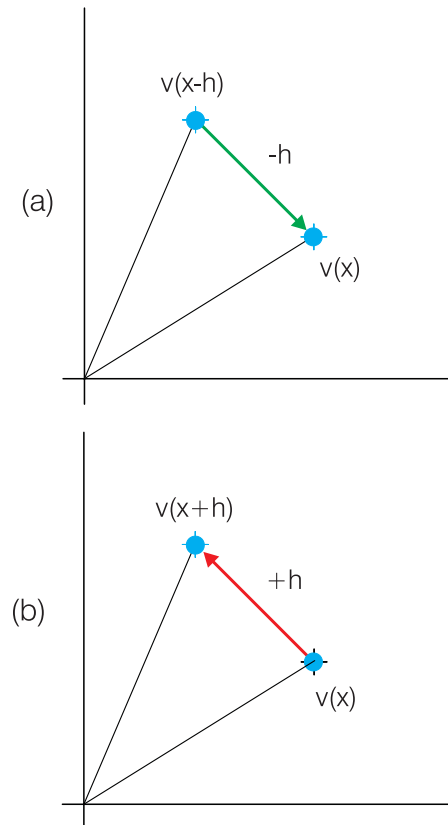


Figura B.17 - Ilustração das posições dos pares de valores afastados de: (a)  $-\mathbf{h}$ ; e (b)  $+\mathbf{h}$

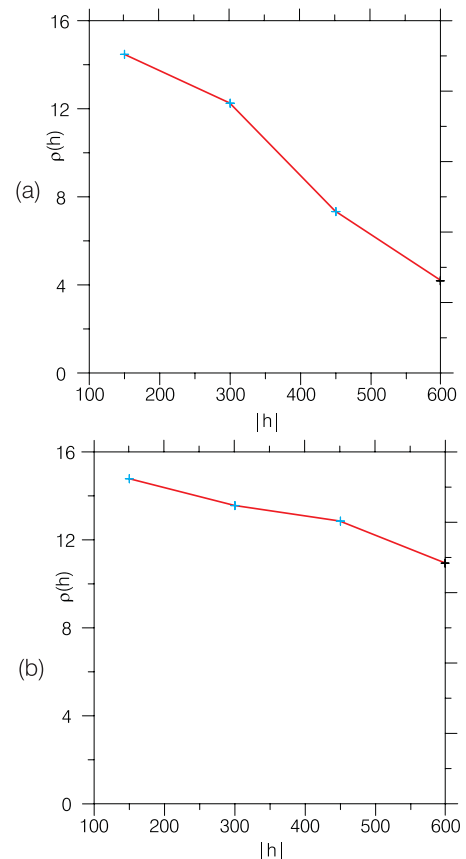


Figura B.18 - Função de covariância das cotas do topo de uma formação geológica: (a) na direção N-S; (b) na direção E-W.

## Momento de Inércia

O momento de inércia em torno da linha  $x=y$  é dado pela equação:

$$\text{momento de inércia} = \frac{1}{2n} \sum_{i=1}^n (x_i - y_i)^2 \quad (\text{B.28})$$

A relação entre o momento de inércia de um gráfico  $h$ - $xy$  e  $|h|$  é chamado **semivariograma** ou, simplesmente, **variograma**. O semivariograma  $\gamma(h)$  é a metade da diferença média quadrática entre os pares de valores situados nas posições  $\mathbf{x}$  e  $(\mathbf{x}+h)$ :

$$\gamma(h) = \frac{1}{2n(h)} \sum_{i=1}^n [v(\mathbf{x}) - v(\mathbf{x} + h)]^2 \quad (\text{B.29})$$

Ao contrário das funções de correlação e de covariância, que decrescem com a distância de separação entre os pares de valores da variável em estudo, o semivariograma cresce (figuras B.19a e B.19b).

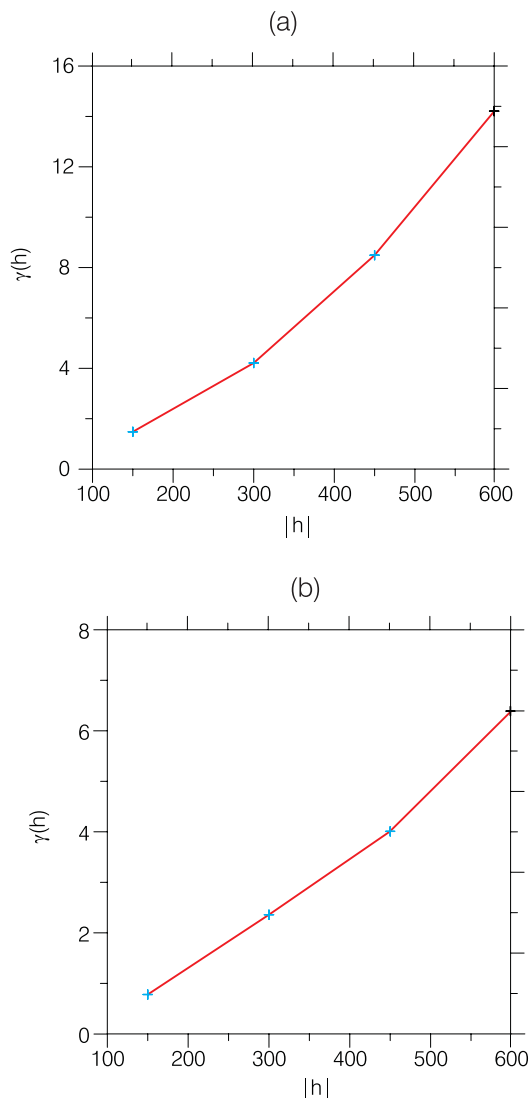


Figura B.19 - Variogramas da cotas do topo de uma formação geológica: (a) na direção N-S; e (b) na direção E-W.

## O problema da Estimativa Espacial e o Variograma

Embora os gráficos  $h$ - $xy$  contenham muito mais informação do que as três funções aqui consideradas, na prática costuma-se descrever a continuidade espacial usando uma das funções:  $\rho(h)$ ,  $C(h)$  ou  $\gamma(h)$ , sendo que a mais comumente usada é o variograma.

Existem três características importantes geralmente utilizadas para descrever um variograma:

- **Raio de Influência** - à medida que aumenta a distância entre os pares de pontos, o valor do variograma geralmente também aumenta. Em muitas situações, observa-se que a partir de uma certa distância, o valor do variograma se mantém praticamente constante ou com pouca variação, independente do aumento da distância. A distância na qual o variograma atinge esse valor praticamente constante é chamada de raio de influência;
- **Patamar** - é o valor alcançado pelo variograma para uma distância igual ou maior do que o raio de influência;
- **Efeito Pepita** - teoricamente, o valor do variograma para  $h=0$  é igual a zero, mas, na prática, devido a variações de pequena escala, os valores medidos entre pontos situados a distâncias muito pequenas podem ser bastante diferentes. Isso produz uma descontinuidade na origem do variograma. O salto vertical do valor zero na origem para o valor do variograma a distâncias extremamente pequenas, é chamado de efeito pepita.

Um problema de estimativa espacial consiste em avaliar o valor de uma propriedade em um ponto no qual a mesma é desconhecida, usando, para isso, valores medidos dessa propriedade em pontos de coordenadas conhecidas, distribuídos em uma certa área ou campo de medidas. Admite-se que dentro da área de interesse existe uma estrutura sistemática local na vizinhança de cada ponto, até uma distância igual ao **raio de influência**. Portanto, o valor estimado da propriedade em qualquer ponto é influenciado apenas pelos valores medidos dentro do domínio delimitado pelo raio de influência.

Em resumo, pode-se dizer que o problema da estimativa espacial consiste em responder a 3 (três) questões:

- Que pontos devem ser levados em conta? (ou seja, qual é o raio de influência?). Tipicamente, a análise da continuidade espacial se inicia com um variograma omnidirecional para o qual só a magnitude do vetor  $\mathbf{h}$  é levada em conta. Isto significa que todas as direções possíveis são combinadas em um único variograma. Se o omnivariograma obtido possuir um patamar, então essa primeira questão está respondida.
- Quais os pesos  $w_i$  que fornecem a melhor estimativa?
- Qual é a confiabilidade do valor estimado?

A figura B.20 mostra uma área em que foram feitas medidas de uma propriedade em 7 (sete) diferentes pontos e se deseja conhecer o valor da propriedade em um ponto A em que não foram feitas medidas.

Uma alternativa para a estimativa no ponto A seria considerar o seu valor como a média aritmética dos valores de todos os pontos dentro da região de influência. Nesse caso esses pontos exerceriam a mesma influência sobre o ponto A. É intuitivo, porém, que os pontos mais próximos de A devem ter um maior peso do que os mais afastados. Assim, ao invés da pura e simples média aritmética uma “melhor” estimativa pode ser feita usando o modelo:

$$\hat{v} = \sum_{i=1}^m w_i v_i \quad (B.30)$$

sendo  $w_i$  o peso dado ao valor amostral  $v_i$  e  $m$  o número de pontos dentro da região de influência do local onde se deseja fazer a estimativa. Por exemplo, se na região delimitada pelo retângulo da figura 4.11, onde existem 7 (sete) pontos amostrais ( $n=7$ ), se o círculo é a região de influência, então devem ser considerados na estimativa apenas os pontos 1, 2, e 5 ou seja,  $m=3$ . Determinado o raio de influência (o que é feito com o variograma), a estimativa pode ser feita. Se for adotado o conceito de valor médio para a avaliação, a “melhor” estimativa será dada pela equação:

$$\hat{v} = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m v_i \quad (B.31)$$

que representa um modelo mais simples do que a equação (B.30), já que dispensa a estimativa dos pesos  $w_i$ . Mas, certamente, deixa muito a desejar, pois

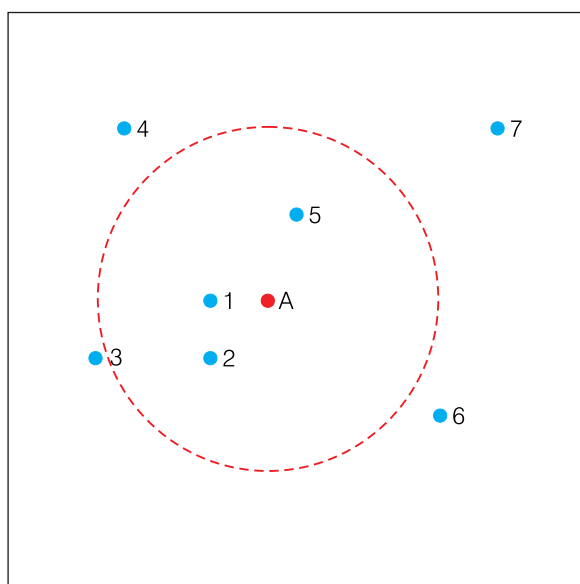


Figura B.20 - Distribuição esquemática dos pontos de medida de uma propriedade em uma área.

nada sugere que todos os pontos exercem a mesma influência na estimativa do valor desconhecido no ponto A. Enfim, o modelo expresso pela equação (B.30), que atribui a cada ponto amostral um peso inversamente proporcional à sua distância do ponto A, é o que de fato representa a “melhor” estimativa para o valor da variável (ou propriedade)  $v$  no ponto A. Assim, depois de avaliados os pesos, a confiabilidade da estimativa pode ser determinada.

### Estimativa Linear, Espacial e Volumétrica

Da equação (B.11) infere-se que o erro padrão da média de uma população:

$$\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad \text{ou de uma amostra} \quad \frac{s}{\sqrt{n}}$$

é função do tamanho da amostra. Assim, os valores de uma propriedade, que estão associados a médias no espaço, apresentam variações muito grandes quando o tamanho da amostra é pequeno. Quando a extensão espacial ou o volume da amostra aumentam, a variância das diferenças entre as várias medidas da propriedade diminui, ou seja, o patamar do variograma diminui. Na prática isso tem implicações importantes na tomada de decisão quanto ao tamanho de amostras que devem ser coletadas para permitir o uso de certas metodologias de computação. Por exemplo, um problema prático pode ser o uso de valores de umidade de um solo, medidos em alguns pontos, para determinar a umidade média do solo em uma certa área. O tamanho da amostra pode ser importante.

No manuseio de dados que correspondem a médias no espaço, torna-se necessário distinguir: i) **medidas pontuais** (por exemplo, a altura da chuva em um pluviômetro ou a profundidade do nível da água subterrânea de um aquífero em um poço); ii) **medidas lineares**, feitas ao longo de uma linha (por exemplo, um perfil de medições geofísicas; um perfil de medidas da qualidade da água de um aquífero feitas em um conjunto de poços alinhados); iii) **medidas bidimensionais**, tomadas em pontos distribuídos em uma área; iv) **medidas tridimensionais**, como, por exemplo, as que podem ser feitas a diferentes profundidades, em uma rede de poços distribuídos em uma certa área. Aos conjuntos de dados (ou amostras) correspondentes, em cada caso, dá-se o nome de **suporte**.

O processo de tomada da média em cada tipo de suporte, reduz a variância. Essa redução, é chamada **regularização**. O processo inverso, de deduzir um semivariograma pontual a partir de um suporte linear, bidimensional ou tridimensional, é denominado **desregularização**. Estes processos podem ser vistos comparando o semivariograma para um ponto, com o semivariograma para um comprimento, para uma área ou para um volume. Isso equivale a mostrar a relação entre o desvio padrão  $s$  das medidas pontuais de uma variável aleatória e o erro padrão  $s/\sqrt{n}$ , da média do suporte.

### Regularização com Suporte Linear

No processo de regularização com uma linha de comprimento L (figura B.21) o semivariograma  $\gamma_L(\mathbf{h})$ , para todos os possíveis pares de pontos  $P_1$  e  $P_2$  dentro da linha pode ser deduzido da equação (B.29).

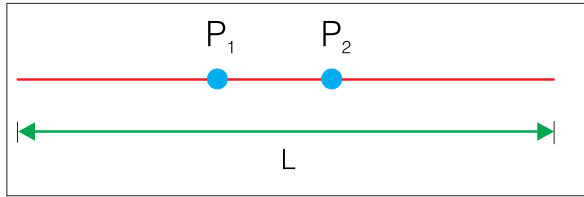


Figura B.21 - Amostra ou suporte linear.

O patamar será representado por  $\gamma_{rL}$ . Iterando sobre todos os possíveis pares de pontos  $P_1$  e  $P_2$ , inclusive no caso  $P_1 = P_2$  (correspondente a  $\mathbf{h}=0$ ) pode-se calcular a média dos valores do semivariograma  $\gamma(P_1-P_2)$  para todos os pares. Essa média daria uma medida da variância dentro da linha e representaria a diferença entre os patamares dos semivariogramas para os pontos e para a linha, ou seja,  $(\gamma_r - \gamma_{rL})$ . Essa diferença também poderia ser avaliada pela equação:

$$\gamma_r - \gamma_{rL} = \frac{1}{L^2} \int_0^L \int_0^L \gamma(P_1 - P_2) dP_1 dP_2 \quad (B.32)$$

que é chamada **função auxiliar de comprimento**, indicativa do tipo de suporte existente.

A função auxiliar também pode ser calculada para amostras em um campo (área), ou seja, para um suporte bidimensional. Nesse caso, a integração deve ser feita para cada possível par de pontos  $P_1$  e  $P_2$  na superfície do campo (figura B.22).

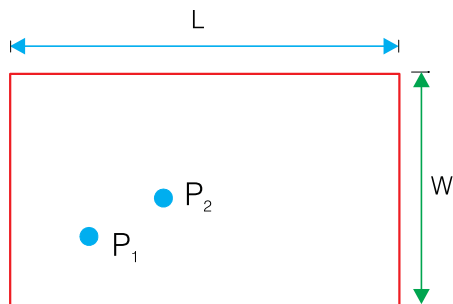


Figura B.22 - Amostra ou suporte bidimensional (campo de dimensões L x W).

### Regularização com Suporte Bidimensional

A integral quádrupla é:

$$\gamma_r - \gamma_{rL} = \frac{1}{(LW)^2} \int_0^L \int_0^L \int_0^W \int_0^W \gamma(P_1 - P_2) dP_1 dP_2 dP_1 dP_2 \quad (B.33)$$

O cálculo com a equação (B.33) é trabalhoso e por isso na prática usam-se soluções obtidas de tabelas para modelos normalizados (nos quais  $r=1$  e  $\gamma_r=1$ ).

O comprimento L e a largura W da área são normalizados mediante divisão pelo raio de influência. Os valores tabulados da **função auxiliar de área**,  $F(L,W)$  para valores de  $L/r$  e  $W/r$  são mostrados na tabela B.6 para o modelo esférico.

### Cálculo do Variograma Experimental

Considere uma área na qual foram feitas medidas em pontos distribuídos numa malha regular de lado h (figura B.23). A distribuição dos pontos de amostragem em uma malha regular não é uma exigência básica, pois na prática dificilmente se dispõe de dados afastados exatamente da distância h. Pode-se admitir, como será visto adiante, uma tolerância na distância e na direção relativa entre os dois pontos ou seja, no vetor  $\mathbf{h}$ .

Para fins de conceituação do variograma, suponha, por enquanto, que a magnitude do vetor  $\mathbf{h}$  é constante e igual a 1 m ( $|\mathbf{h}| = h = 1$ ). O valor medido em cada ponto do campo, representando a população, é definido como  $v(\mathbf{x})$ , sendo  $\mathbf{x}=(x,y)$  um vetor de posição dos pontos do campo. O valor medido em cada ponto da amostra no campo é designado  $v_i(\mathbf{x})$  e para cada ponto da amostra existe (num raio h) pelo menos um outro ponto amostral  $v_i(\mathbf{x}+\mathbf{h})$  afastado da distância h.

Admite-se, ainda, que a área em que foram feitas as medidas (ou campo das medidas) representa um campo **estatisticamente estacionário**. Isto significa dizer que, por hipótese, a diferença  $[v_i(\mathbf{x}) - v_i(\mathbf{x}+\mathbf{h})]$  dos valores medidos entre dois pontos quaisquer dentro do campo, só depende do vetor  $\mathbf{h}$  e não do vetor de posição  $\mathbf{x}$ . A metade da média da soma dos quadrados das diferenças entre os valores dos pares de pontos da amostra, distantes de h, é definida através da expressão:

$$\hat{\gamma}(\mathbf{h}) = \frac{1}{2n} \sum_{i=1}^n [v_i(\mathbf{x}) - v_i(\mathbf{x}+\mathbf{h})]^2 \quad (B.34)$$

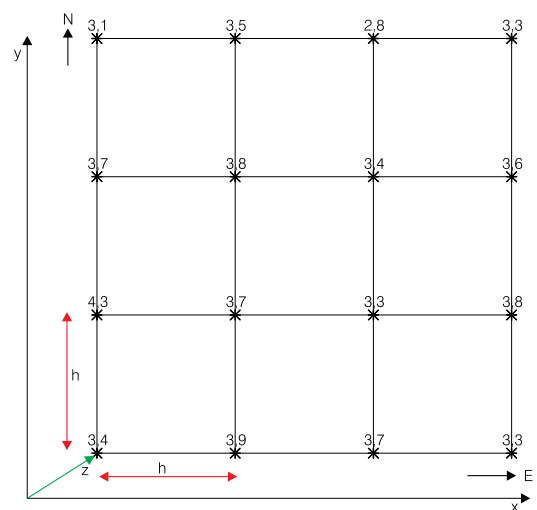


Figura B.23 - Dados para exemplo de cálculo do variograma (teor de umidade de um solo).

W/r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
L/r										
0,1	0,078	0,120	0,165	0,211	0,256	0,300	0,342	0,383	0,422	0,457
0,2	0,120	0,155	0,196	0,237	0,280	0,321	0,362	0,401	0,438	0,473
0,3	0,165	0,196	0,231	0,270	0,309	0,349	0,387	0,424	0,460	0,493
0,4	0,211	0,237	0,270	0,305	0,342	0,379	0,415	0,451	0,484	0,516
0,5	0,256	0,280	0,309	0,342	0,376	0,411	0,445	0,479	0,511	0,541
0,6	0,300	0,321	0,349	0,379	0,411	0,443	0,476	0,507	0,538	0,566
0,7	0,342	0,362	0,387	0,415	0,445	0,476	0,506	0,536	0,565	0,591
0,8	0,383	0,401	0,424	0,451	0,479	0,507	0,536	0,564	0,591	0,616
0,9	0,422	0,438	0,460	0,484	0,511	0,538	0,565	0,591	0,616	0,640
1,0	0,457	0,473	0,493	0,516	0,541	0,566	0,591	0,616	0,640	0,662
1,2	0,520	0,534	0,551	0,572	0,539	0,616	0,638	0,660	0,682	0,701
1,4	0,572	0,584	0,600	0,618	0,637	0,657	0,677	0,697	0,716	0,733
1,6	0,614	0,625	0,639	0,655	0,673	0,691	0,709	0,727	0,744	0,760
1,8	0,650	0,659	0,672	0,687	0,703	0,719	0,736	0,752	0,767	0,782
2,0	0,679	0,688	0,700	0,713	0,728	0,743	0,758	0,773	0,787	0,800
2,5	0,735	0,743	0,752	0,763	0,775	0,788	0,800	0,813	0,824	0,835
3,0	0,775	0,781	0,789	0,799	0,809	0,820	0,830	0,841	0,851	0,860
3,5	0,804	0,810	0,817	0,825	0,834	0,843	0,852	0,861	0,870	0,878
4,0	0,827	0,832	0,838	0,845	0,853	0,861	0,870	0,878	0,885	0,892
5,0	0,860	0,864	0,869	0,874	0,881	0,887	0,894	0,901	0,907	0,913

W/r	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	5,0
L/r										
0,1	0,520	0,572	0,614	0,650	0,679	0,735	0,775	0,804	0,827	0,860
0,2	0,534	0,584	0,625	0,659	0,688	0,743	0,781	0,810	0,832	0,864
0,3	0,551	0,600	0,639	0,672	0,700	0,752	0,789	0,817	0,838	0,869
0,4	0,572	0,618	0,655	0,687	0,713	0,763	0,799	0,825	0,845	0,874
0,5	0,593	0,637	0,673	0,703	0,728	0,775	0,809	0,834	0,853	0,881
0,6	0,616	0,657	0,691	0,719	0,746	0,788	0,820	0,843	0,861	0,887
0,7	0,638	0,677	0,709	0,736	0,758	0,800	0,830	0,852	0,870	0,894
0,8	0,660	0,697	0,727	0,752	0,773	0,813	0,841	0,861	0,878	0,901
0,9	0,682	0,716	0,744	0,767	0,787	0,824	0,851	0,870	0,885	0,907
1,0	0,701	0,733	0,760	0,782	0,800	0,835	0,860	0,878	0,892	0,913
1,2	0,736	0,764	0,788	0,807	0,823	0,854	0,876	0,892	0,905	0,923
1,4	0,764	0,790	0,811	0,828	0,842	0,870	0,890	0,904	0,915	0,931
1,6	0,788	0,811	0,829	0,845	0,858	0,883	0,901	0,914	0,924	0,938
1,8	0,807	0,828	0,845	0,859	0,871	0,894	0,910	0,921	0,931	0,944
2,0	0,832	0,842	0,858	0,871	0,882	0,903	0,917	0,928	0,936	0,948
2,5	0,854	0,870	0,883	0,894	0,903	0,920	0,932	0,941	0,948	0,957
3,0	0,876	0,890	0,901	0,910	0,917	0,932	0,942	0,950	0,955	0,964
3,5	0,892	0,904	0,914	0,921	0,928	0,941	0,950	0,956	0,961	0,969
4,0	0,905	0,915	0,924	0,931	0,936	0,948	0,955	0,961	0,966	0,972
5,0	0,923	0,931	0,938	0,944	0,948	0,957	0,964	0,969	0,972	0,977

Tabela B.6 - Função auxiliar de área F(L,W) para modelo esférico com  $r=1$  e  $\gamma_i=1$ .

O gráfico da relação entre a quantidade  $\hat{\gamma}(\mathbf{h})$  e a distância  $h$  é chamado de **semivariograma**. A rigor, o **variograma** é o gráfico de  $2\hat{\gamma}(\mathbf{h})$  versus  $h$ . Como a forma do gráfico não muda com o fator 2, o semivariograma é, muitas vezes, simplesmente chamado de variograma. A quantidade  $\hat{\gamma}(\mathbf{h})$  correspondente ao valor do **variograma experimental** é a metade da variância das diferenças entre os valores dos pares de pontos da amostra afastados da distância e direção definidas pelo vetor  $\mathbf{h}$ . Essa quantidade representa uma estimativa do **valor do variograma da população**, designado por  $\gamma(\mathbf{h})$ , que é estimado através de um **modelo de variograma**. Esse modelo aparece no gráfico como uma curva contínua ajustada através da nuvem de pontos do variograma experimental.

A representação gráfica de  $\hat{\gamma}(\mathbf{h})$  contra  $|\mathbf{h}|=h$  é chamada **variograma experimental direcional**, para a distância de separação  $h$  na direção do vetor  $\mathbf{h}$ .

A representação gráfica de  $\hat{\gamma}(\mathbf{h})$  versus  $h$ , isto é, do variograma em função, apenas, da distância, sem levar em conta a direção, é chamada **omnivariograma experimental**.

Para a população, o gráfico de  $\gamma(\mathbf{h})$  versus  $h$  na direção do vetor  $\mathbf{h}$ , é o **variograma direcional** e o gráfico de  $\gamma(\mathbf{h})$  versus  $h$ , sem levar em conta a direção do vetor  $\mathbf{h}$ , é o **omnivariograma**.

Conclui-se que a denominação **variograma** é um termo geral envolvendo gráficos que satisfazem à equação (B.19), mas com particularidades específicas que podem estar associadas à amostra ou à população e que podem levar em conta ou não uma direção, ou seja, que podem considerar o vetor  $\mathbf{h}$  ou apenas a sua magnitude  $h$ . O exemplo de cálculo a seguir deverá ajudar a melhor entender este aspecto. Antes porém, vale dizer que a unidade da função  $\gamma(h)$  é a mesma unidade do quadrado de  $v$ . Se  $v$  é o valor da concentração de um contaminante em ppm, a unidade de  $\gamma(h)$  será  $(\text{ppm})^2$ .

Suponha que os dados da figura B.23 representam valores do teor de umidade de um solo (em porcentagem) medidos em uma área com dimensões de 3 m x 3 m. O que se deseja é calcular valores de  $\hat{\gamma}(\mathbf{h})$  para construir um gráfico chamado variograma. Antes de mais nada, verifica-se que para uma distância de separação igual a zero,  $v_i(\mathbf{x})=v_i(\mathbf{x}+\mathbf{h})$  e, portanto,  $\hat{\gamma}(\mathbf{h})=0$ . Isto significa que o primeiro ponto do gráfico encontra-se na origem. Ademais, como cada diferença é elevada ao quadrado, então, para  $h>0$  a metade da variância das diferenças é positiva, ou seja,  $\hat{\gamma}(\mathbf{h})>0$ . Na figura B.23 existem três direções nas quais é possível calcular um valor de  $\hat{\gamma}(\mathbf{h})$ : i) direção E-W; ii) direção N-S; e iii) direção NE-SW.

Na direção E-W (no sentido de oeste para leste), os valores de  $\hat{\gamma}(\mathbf{h})$  podem ser calculados para valores de  $\mathbf{h}=(1,0)$ ;  $\mathbf{h}=(2,0)$ ;  $\mathbf{h}=(3,0)$ , ou seja, para distâncias  $h$  iguais a 1, 2 e 3 m. O número total de pares de pontos na direção E-W é igual a 24, sendo 12 pares de pontos formados com o vetor  $\mathbf{h}=(1,0)$ ; 8 pares de pontos com o vetor  $\mathbf{h}=(2,0)$  4 pares de pontos com o vetor

$\mathbf{h}=(3,0)$ . Na direção N-S também existem 24 pares de pontos, sendo 12 pares de pontos formados com o vetor  $\mathbf{h}=(0,1)$ , 8 pares de pontos com o vetor  $\mathbf{h}=(0,2)$  e 4 pares de pontos com o vetor  $\mathbf{h}=(0,3)$  Os cálculos são os seguintes:

#### Direção E-W

12 pares  $\mathbf{h}=(1,0)$

$$\begin{aligned} \hat{\gamma}(1\text{m}) = \frac{1}{2(12)} & \left[ (3,1-3,5)^2 + (3,7-3,8)^2 \right. \\ & + (4,3-3,7)^2 + (3,4-3,9)^2 + (3,5-2,8)^2 \\ & + (3,8-3,4)^2 + (3,7-3,3)^2 + (3,9-3,7)^2 \\ & + (2,8-3,3)^2 + (3,4-3,6)^2 + (3,3-3,8)^2 \\ & \left. + (3,7-3,3)^2 \right] = 0,097 (\%)^2 \end{aligned} \quad (\text{B.35})$$

8 pares  $\mathbf{h}=(2,0)$ :

$$\begin{aligned} \hat{\gamma}(2\text{m}) = \frac{1}{2(8)} & \left[ (3,1-2,8)^2 + (3,7-3,4)^2 \right. \\ & + (4,3-3,3)^2 + (3,4-3,7)^2 + (3,5-3,3)^2 \\ & + (3,8-3,6)^2 + (3,7-3,8)^2 \\ & \left. + (3,9-3,3)^2 \right] = 0,108 (\%)^2 \end{aligned} \quad (\text{B.36})$$

4 pares  $\mathbf{h}=(3,0)$ :

$$\begin{aligned} \hat{\gamma}(3\text{m}) = \frac{1}{2(4)} & \left[ (3,1-3,3)^2 + (3,7-3,6)^2 \right. \\ & \left. + (4,3-3,8)^2 + (3,4-3,3)^2 \right] = 0,039 (\%)^2 \end{aligned} \quad (\text{B.37})$$

#### Direção N-S

12 pares  $\mathbf{h}=(0,1)$ :

$$\begin{aligned} \hat{\gamma}(1\text{m}) = \frac{1}{2(12)} & \left[ (3,1-3,7)^2 + (3,5-3,8)^2 \right. \\ & + (2,8-3,4)^2 + (3,3-3,6)^2 + (3,7-4,3)^2 \\ & + (3,8-3,7)^2 + (3,4-3,3)^2 + (3,6-3,8)^2 \\ & + (4,3-3,4)^2 + (3,7-3,9)^2 + (3,3-3,7)^2 \\ & \left. + (3,8-3,3)^2 \right] = 0,108 (\%)^2 \end{aligned} \quad (\text{B.38})$$

8 pares  $\mathbf{h}=(0,2)$ :

$$\begin{aligned} \hat{\gamma}(2\text{m}) = \frac{1}{2(8)} & \left[ (3,1-4,3)^2 + (3,5-3,7)^2 \right. \\ & + (2,8-3,3)^2 + (3,3-3,8)^2 + (3,7-3,4)^2 \\ & + (3,8-3,9)^2 + (3,4-3,7)^2 \\ & \left. + (3,6-3,3)^2 \right] = 0,141 (\%)^2 \end{aligned} \quad (\text{B.39})$$

4 pares  $\mathbf{h}=(0,3)$ :

$$\begin{aligned} \hat{\gamma}(3\text{m}) = \frac{1}{2(4)} & \left[ (3,1-3,4)^2 + (3,5-3,9)^2 \right. \\ & \left. + (2,8-3,7)^2 + (3,3-3,3)^2 \right] = 0,133 (\%)^2 \end{aligned} \quad (\text{B.40})$$

Os variogramas direcionais para os dados da figura B.23, nas direções E-W e N-S, cujos cálculos acabam de ser apresentados, são mostrados nas figuras B.24 e B.25, respectivamente.

O omnivariograma (figura B.26) além dos valores  $\hat{\gamma}(1) = 0,102$ ,  $\hat{\gamma}(2) = 0,124$  e  $\hat{\gamma}(3) = 0,086$  para os pares de pontos nas direções E-W e N-S, inclui ainda o valor de  $\hat{\gamma}(\sqrt{2}) = 0,095$  calculado na direção NE-SW. O variograma representativo da população é mostrado na figura B.27 e corresponde ao modelo definido pela equação (B.30), que é do tipo esférico com patamar 0,11 e raio de influência igual a 2. O ajuste do referido modelo tem finalidade tão somente didática, no sentido de ilustrar as características principais do variograma, já que a amostra, obviamente, é pequena demais.

O modelo ilustrado na figura B.27 é dado pela equação:

$$\begin{cases} \gamma(0) = 0 \\ \gamma(h) = \gamma(r) \left\{ \frac{3h}{2r} - \frac{1}{2} \left( \frac{h}{r} \right)^3 \right\} \text{ para } 0 < h < r \\ \gamma(h) = \gamma(r) \text{ para } h > r \end{cases} \quad (\text{B.41})$$

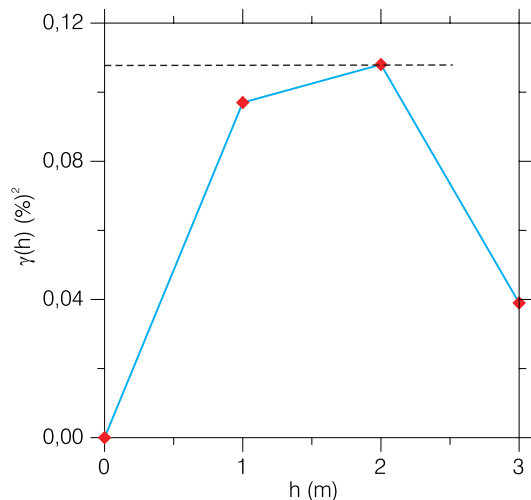


Figura B.24 - Variograma direcional E-W.

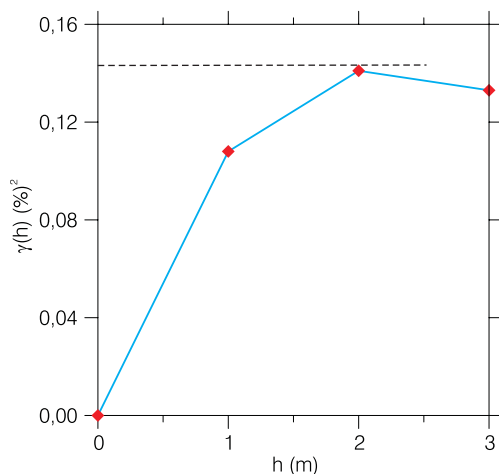


Figura B.25 - Variograma direcional N-S.

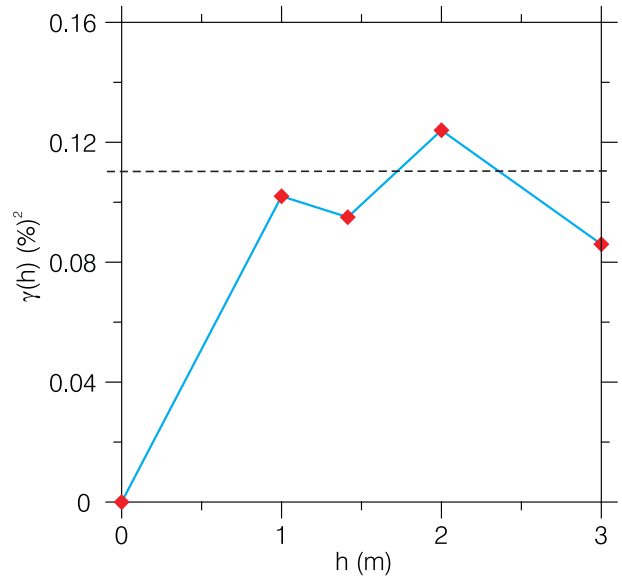


Figura B.26 - Omnivariograma.

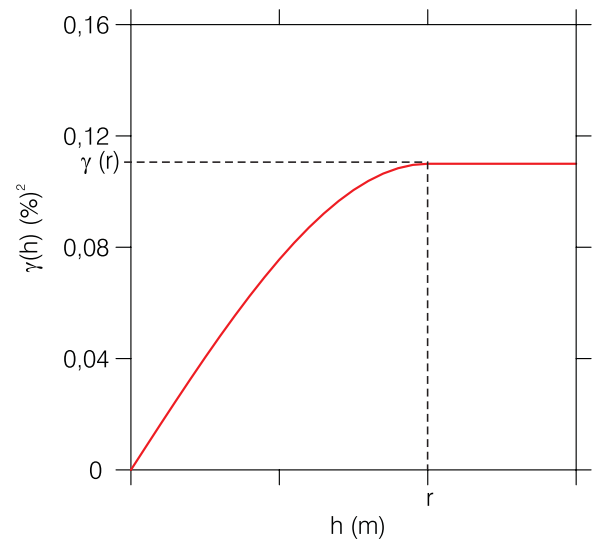


Figura B.27 - Forma típica do variograma.

### Modelos de Semivariograma

Um conjunto de variogramas experimentais em diferentes direções dá uma boa idéia da continuidade espacial. Os variogramas experimentais, todavia, sendo constituídos de pontos discretos, são limitados a certos valores de h. Uma generalização do cálculo do variograma para qualquer valor de h somente pode ser obtida através de uma função contínua que, devidamente ajustada ao variograma experimental, constitui um **modelo do variograma**. Os modelos de semivariograma podem ser de dois tipos:

- i) modelos que atingem um **patamar**  $\gamma(r)$  a uma distância r chamada **raio de influência**; e
- ii) modelos que não atingem um patamar.



Os modelos que atingem um patamar são ditos de **transição** e alguns deles atingem o patamar assintoticamente. Para esses, o raio de influência é arbitrariamente definido como a distância na qual o variograma atinge 95% do valor do patamar. Nos modelos do segundo tipo, ou seja, de variogramas que não atingem um patamar, o valor de  $\gamma(h)$  cresce indefinidamente quando  $h$  cresce. Nos quatro modelos básicos apresentados a seguir, os gráficos são normalizados para  $\gamma(r)=1$  e  $r=1$ .

**Modelo Esférico (figura B.28)**

$$\gamma(h) = \begin{cases} \gamma(r) \left[ 1,5 \frac{h}{r} - 0,5 \left( \frac{h}{r} \right)^3 \right] & \text{para } h < r \\ \gamma(r) & \text{para } h \geq r \end{cases} \quad (B.42)$$

É um dos mais usados. Linear para pequenos valores de  $h$ , decresce rapidamente quando o valor de  $h$  se aproxima do raio de influência. No ajuste desse modelo a um variograma experimental, lembrar que a tangente na origem alcança o patamar a cerca de 2/3 do raio de influência.

**Modelo Exponencial (figura B.29)**

$$\gamma(h) = \gamma(r) \left[ 1 - \exp\left(-\frac{3h}{r}\right) \right] \quad (B.43)$$

Comporta-se como linear a pequenas distâncias da origem. Alcança o patamar assintoticamente e o raio de influência corresponde ao ponto em que o valor do variograma é igual a 95% do valor do patamar. No ajuste desse modelo a um variograma experimental, lembrar que a tangente na origem alcança o patamar a cerca de 1/5 do valor do raio de influência.

**Modelo Gaussiano (figura B.30)**

$$\gamma(h) = \gamma(r) \left[ 1 - \exp\left(-\frac{3h^2}{r^2}\right) \right] \quad (B.44)$$

É um modelo de transição geralmente usado para modelar fenômenos muito contínuos. A exemplo do modelo exponencial, o modelo Gaussiano alcança o patamar assintoticamente e o raio de influência é definido como a distância na qual o valor do variograma é igual a 95% do valor do patamar. O que distingue esse modelo dos demais é o seu comportamento parabólico perto da origem. É o único que possui um ponto de inflexão.

**Modelo Linear (figura B.31)**

$$\gamma(h) = bh \quad (B.45)$$

Cresce linearmente com  $h$ , portanto, nem possui patamar nem raio de influência. O parâmetro  $b$  é simplesmente o coeficiente angular da reta e  $h$  é a distância de separação (ou módulo do vetor  $h$ ) entre os valores da variável em cada par de pontos.

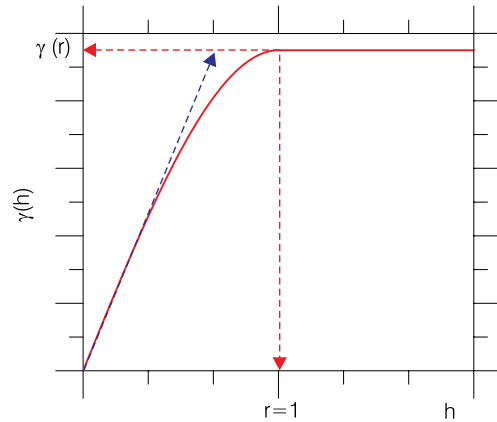


Figura B.28 - Modelo esférico.

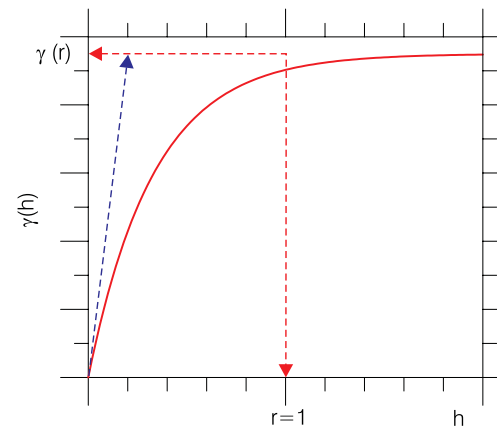


Figura B.29 - Modelo exponencial.

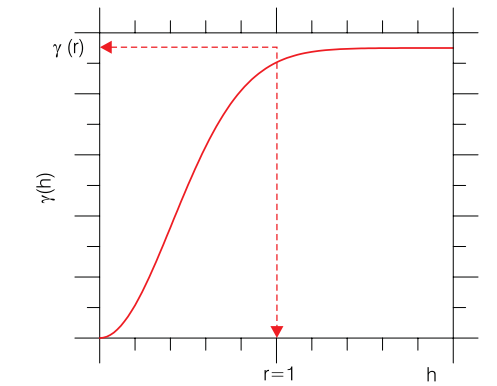


Figura B.30 - Modelo Gaussiano.

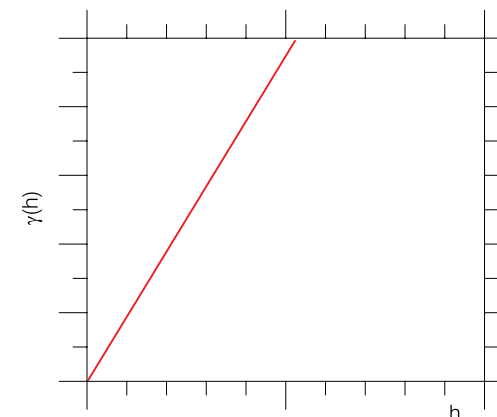


Figura B.31 - Modelo linear.

## Referências

DUBREUIL, P. **Estudo geral de base do Vale do Jaguaribe**: monografia hidrológica. Recife: Sudene; Grupo de Estudos do Vale do Jaguaribe, 1967.

ISAAKS, E. H.; SRIVASTAVA, R. Mohan. **Applied geostatistics**. New York: Oxford University Press, 1989. 561 p.

MASSEY, F. J. The Kolmogorov – Smirnov Test for Goodness of Fit. **Journal of the American Statistical Association**, New York, v. 46, n. 253, p. 68-78, mar. 1951.

MCCUEN, R., H.; SNYDER, W. M. **Hydrologic modeling**: statistical methods and applications. Englewood Cliffs, N. J.: Prentice Hall, 1986. 568 p.

**P**ara se realizar na totalidade o homem tem a necessidade de criar experiência e desenvolver a consciência. Ambas fundidas entre si, integrando-se e complementando-se reciprocamente. Só assim a mente será um verdadeiro instrumento de conhecimento e, ao mesmo tempo, a consciência do ser.

O conhecimento puramente intelectual e teórico, sem desenvolver ao mesmo tempo a consciência, não poderá transformar os conceitos em práticas, nem transformar-se em experiência que venha a tornar-se um meio de desenvolvimento e realização.

Esta publicação, que reúne o saber de vários especialistas em hidrogeologia, constitui-se numa obra de inestimável valor. Todavia, o seu maior mérito será transformar as consciências dos pesquisadores, profissionais e de seus leitores em geral, de modo que possam transcender e transformar em sabedoria tudo aquilo que vierem a aprender neste compêndio.

Em linguagem clara e objetiva, ele mostra os diferentes aspectos da hidrogeologia, desde os seus fundamentos básicos, passando por sua aplicação e finalizando pelos recursos tecnológicos de que se dispõe, atualmente, para eficazes tomadas de decisão.

*José Ribeiro Mendes*

Diretor de Hidrologia e Gestão Territorial  
Serviço Geológico do Brasil – CPRM

## Realização



**Secretaria de Geologia,  
Mineração e Transformação Mineral**

**Ministério de  
Minas e Energia**



ISBN 978-85-7499-061-3

