

Introdução: investigação geotécnica

A informação solicitada nem sempre é a informação necessária.

A informação necessária nem sempre pode ser obtida.

A informação obtida nem sempre é suficiente.

A informação suficiente nem sempre é economicamente viável.

O reconhecimento das condições do subsolo constitui pré-requisito para projetos de fundações seguros e econômicos. No Brasil o custo envolvido na execução de sondagens de reconhecimento varia normalmente entre 0,2 e 0,5% do custo total da obra, sendo as informações geotécnicas obtidas indispensáveis à previsão dos custos fixos associados ao projeto e sua solução.

Projetos geotécnicos de qualquer natureza são normalmente executados com base em ensaios de campo, cujas medidas permitem uma definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e uma estimativa realista das propriedades geomecânicas dos materiais envolvidos. Estas informações são necessárias em projetos de fundações, estabilidade de taludes, estruturas de contenção, dimensionamento de pavimentos, infra-estrutura hídrica, entre outros.

Novos e modernos equipamentos de investigação foram introduzidos nas últimas décadas visando ampliar o uso de diferentes tecnologias em diferentes condições de subsolo. Esta publicação tem por objetivo descrever apenas as técnicas já implantadas no Brasil e disponíveis para aplicações comerciais. Os ensaios de SPT, cone, piezocone, pressiômetro, palheta e dilatômetro são aborda-

Projetos seguros e econômicos pressupõem necessariamente o reconhecimento das condições do subsolo. Em obras correntes os métodos de investigações utilizam-se de ensaios de campo:

- SPT
 - CPT
 - Pressiômetro
 - Palheta
 - Dilatômetro
-

dos, suas vantagens e limitações discutidas e as metodologias básicas de interpretação apresentadas. Abordagens empíricas, analíticas e numéricas são utilizadas para interpretar os resultados de ensaios, visando à obtenção de informações relacionadas ao comportamento tensão-deformação-resistência do solo.

Um resumo das técnicas de ensaios de campo e suas aplicações, tais como as adotadas na prática internacional, é apresentado na Tabela 1.1. Referências são feitas à determinação do ângulo de atrito interno do solo ϕ' , da resistência ao cisalhamento não-drenada S_u , do coeficiente de variação volumétrica m_v , do módulo cisalhante G , do módulo de Young E , do coeficiente de permeabilidade k e da razão de sobre- adensamento OCR. A simples observação das informações contidas na tabela indica que a escolha do tipo de ensaio deve ser compatível com as características do subsolo e as propriedades a serem medidas. Por exemplo, o SPT é particularmente adequado à prospeção de solos granulares e à previsão de valores do ângulo de atrito interno, porém não será utilizado com sucesso na previsão da resistência não-drenada de depósitos de argilas moles. Ensaio de palheta e piezocones devem ser adotados para esta finalidade. Ensaio pressiométrico, de placa e geofísicos são as técnicas mais adequadas na determinação do módulo de deformabilidade dos solos. Estes aspectos são de particular importância na concepção de um programa de investigação geotécnica adequado à solução de um problema específico de fundações. Note-se ainda que campanhas de retirada de amostras indeformadas para realização de ensaios de laboratório, visando a determinação de parâmetros de resistência e deformabilidade, podem ser adotadas como procedimentos complementares às investigações de campo. O fluxograma apresentado na Figura 1.1 foi elaborado com o objetivo de orientar o engenheiro quanto à seleção do tipo de ensaio e à identificação das abordagens disponíveis para a interpretação de ensaios de campo. Dada a natureza predominantemente investigativa da atividade geotécnica, alguns ensaios são realizados visando somente a identificação da estratigrafia do subsolo e dos materiais que compõem as diferentes camadas. Estas informações podem orientar os profissionais envolvidos na área de planejamento, como crescimento do tecido urbano, impacto ambiental decorrente da implantação industrial, entre outras aplicações. Por outro lado, a análise dos resultados visando um projeto geotécnico específico pode ser realizada segundo duas abordagens distintas:

- a) **Métodos diretos** – de natureza empírica ou semi-empírica, têm fundamentação estatística, a partir das quais as medidas de ensaios são correlacionadas diretamente ao desempenho de obras geotécnicas. O SPT constitui o mais

Tabela 1.1 Aplicabilidade e uso de ensaios *in situ* (Lunne e outros, 1997)

Grupo Equipamento	Identificação			Parâmetros										
	Tipo solo	Perfil	u	ϕ'	S_u	D_r	m_v	C_v	K	G_0	σ_h	OCR	$\sigma-\varepsilon$	
Penetrômetro	Dinâmico	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-
	Mecânico	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-
	Elétrico (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C
	Sísmico (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B
	Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B	B	C
	Standard Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-
Pressiômetro	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C
	Auto-perfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	A	B	A	A/B	B	A/B
	Cone-pressiômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B
	Ensaio de placa	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	-
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-
	Sísmico	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-

Aplicabilidade: A = alta; B = moderada; C = baixa; - = inexistente

Legenda dos parâmetros:

u = poro pressão *in situ*; ϕ' = ângulo de atrito efetivo;

S_u = resistência ao cisalhamento não-drenada; m_v = coeficiente de variação volumétrica;

c_v = coeficiente de consolidação; k = coeficiente de permeabilidade;

D_r = densidade relativa; G_0 = módulo cisalhante a pequenas deformações;

σ_h = tensão horizontal; OCR = razão de sobre-adensamento;

$\sigma-\varepsilon$ = relação tensão-deformação.

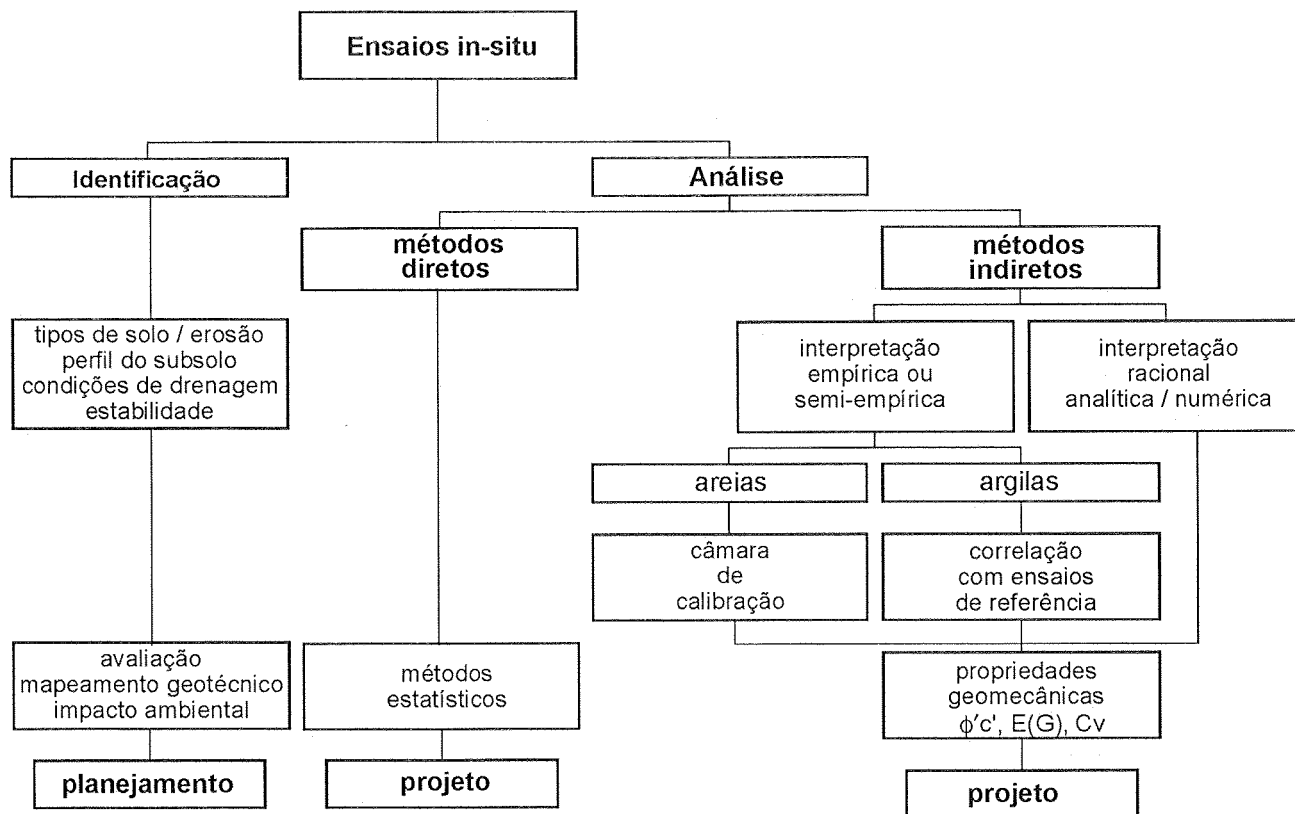


Figura 1.1 Interpretação de ensaios de campo

conhecido exemplo brasileiro de uso de métodos diretos de previsão, tanto aplicado à estimativa de recalques quanto à capacidade de carga de fundações.

- b) **Métodos indiretos** – os resultados de ensaios são aplicados à previsão de propriedades constitutivas de solos, possibilitando a adoção de conceitos e formulações clássicas de Mecânica dos Solos como abordagem de projeto. Por exemplo, nos ensaios de palheta e pressiométricos são assumidas algumas simplificações, passíveis de interpretação analítica; a cravação de um cone em depósitos argilosos pode ser interpretada através de abordagens numéricas (e.g. Baligh, 1986; Houlsby & Teh, 1988).

A escolha da abordagem (direta ou indireta) depende da técnica de ensaio utilizada e do tipo de solo investigado, normas específicas e códigos, bem como

da experiência regional. Em geral, o uso de uma abordagem semi-empírica, como no SPT, em detrimento de um método racional de análise, é resultante das complexas condições de contorno decorrentes do processo de penetração e carregamento do ensaio. Cabe ao engenheiro definir, para o atual estado do conhecimento, qual o procedimento de análise mais apropriado. Nesta publicação, recomenda-se somente o uso de métodos consagrados, i.e. métodos de consenso de especialistas brasileiros e internacionais, cujo detalhamento será objeto dos próximos capítulos.

1.1 Programa de investigação

Em decorrência da diversidade de equipamentos e procedimentos disponíveis no mercado brasileiro, estabelecer um plano racional de investigação constitui a etapa crítica de projeto. Conhecimento, experiência, normas e práticas regionais devem ser considerados durante o processo de “julgamento geotécnico” de seleção dos critérios necessários à solução do problema. As recomendações quanto às etapas que compõem um plano de investigação racional são listadas abaixo:

a) Anteprojeto

- Levantamento de escritório para reconhecimento geológico/geotécnico da área
- Sondagens geotécnicas esparsas para caracterização do subsolo.

A programação de sondagens deve satisfazer a exigências mínimas que garantam o reconhecimento das condições do subsolo. A Norma Brasileira NBR 8.036 regulamenta tais exigências, apresentando recomendações quanto ao número, localização e profundidade de sondagens de simples reconhecimento. Algumas considerações são reproduzidas, buscando assegurar a realização destes ensaios como procedimento mínimo a ser adotado em projetos correntes.

O número de sondagens e sua localização em planta dependem do tipo da estrutura e das características específicas do subsolo, devendo ser alocados de forma a resolver técnica e economicamente o problema em estudo. As sondagens

Os parâmetros geotécnicos de interesse encontram-se listados na Tabela 1.1. São várias as técnicas disponíveis para a determinação desses parâmetros.

O engenheiro deve escolher a técnica mais adequada às condições de cada projeto.

O programa de investigação deve considerar as etapas de anteprojeto e projeto elaborados a partir de um plano racional de ensaios.

devem ser, no mínimo, de uma para cada 200 m² de área da projeção do edifício em planta, até 1.200 m² de área. Entre 1.200 m² e 2.400 m² deve-se fazer uma sondagem para cada 400 m² que excederem 1.200 m². Acima de 2.400 m² o número de sondagens deve ser fixado de acordo com a construção, satisfazendo ao número mínimo de: (a) duas sondagens para área de projeção em planta do edifício até 200 m², e (b) três para área entre 200 m² e 400 m². Em casos de estudos de viabilidade ou de escolha do local, o número de sondagens deve ser fixado de forma que a distância máxima entre elas seja de 100 m, com um mínimo de três sondagens.

A profundidade atingida nas sondagens deve assegurar o reconhecimento das características do solo solicitado pelos elementos de fundação, fixando-se como critério a profundidade onde o acréscimo de pressão no solo, devido às cargas aplicadas, for menor que 10% da pressão geostática. No caso de ocorrência de rochas a pequena profundidade é desejável que alguns furos cheguem ao topo rochoso.

b) Projeto

Um programa de investigações complementares pode ser necessário durante a fase de projeto e também durante a execução da obra. A realização de sondagens complementares é indispensável para:

- dirimir as dúvidas da investigação preliminar, realizada na fase de anteprojeto
- caracterizar as propriedades do subsolo em função de particularidades da obra (materiais compressíveis, fundações submetidas a grandes carregamentos, existência de obras de arte etc.).

O nível de abrangência do programa de investigação deve ser definido em função das características da superestrutura e das condições do subsolo. Não é possível o dimensionamento de obras geotécnicas de qualquer natureza sem a realização de um número mínimo de sondagens. Na presença de solos resistentes e estáveis não há necessidade de estudos geotécnicos mais elaborados, além das informações rotineiras de ensaios SPT. Na ocorrência de solos compressíveis, de baixa resistência, a solução deve basear-se em informações de diferentes técnicas de ensaio, visando caracterizar de forma adequada e representativa o comportamento do solo.

1.2 Coeficiente de segurança

A adoção de fatores de segurança é parte determinante de projetos geotécnicos, utilizados com o objetivo de compatibilizar os métodos de dimensionamento às incertezas decorrentes das [a] hipóteses simplificadoras adotadas nos cálculos, [b] estimativas das cargas de projeto e [c] previsões de propriedades mecânicas do solo. Os condicionantes associados ao solo são particularmente complexos na medida em que este é um meio fortemente heterogêneo, cuja investigação é realizada com base nas informações de um número limitado de sondagens. Assim sendo, um programa de investigação bem concebido, que tenha por conseqüência a avaliação precisa dos parâmetros constitutivos do solo, pode resultar na otimização da relação custo/benefício da obra. O impacto econômico pode ser avaliado a partir da proposição de Wright (1977), que condiciona a magnitude do fator de segurança ao tipo de obra (magnitude do carregamento e possibilidade de ocorrência de cargas máximas) e ao grau de exploração do subsolo (Tabela 1.2). A racionalidade da proposta consiste em reconhecer que quanto mais extenso o programa de investigação, menores as incertezas de projeto e menor o fator de segurança correspondente.

É imperativa a adoção de fatores de segurança para compatibilizar os métodos de dimensionamento às incertezas inerentes ao projeto.

Tabela 1.2 Fator de Segurança (Wright, 1977)

Tipo de estrutura	Investigação Precária	Investigação Normal	Investigação Precisa
Monumental	3,5	2,3	1,7
Permanente	2,8	1,9	1,5
Temporária	2,3	1,7	1,4

Esta mesma filosofia é observada nas normas brasileiras, cujas recomendações devem ser adotadas em projetos geotécnicos (NBR 6.484/80; NBR 6.497/83; NBR 8.036/83; NBR 6.122/96). Tome-se como exemplo a Norma Brasileira de Fundações (NBR 6.122/96). A previsão de parâmetros de resistência do solo é obtida dividindo-se os valores característicos do material pelos coeficientes de ponderação da Tabela 1.3. Nota-se, novamente, que a magnitude dos coeficientes de ponderação das resistências depende da fonte da informação geotécnica.

Tabela 1.3 Coeficientes de ponderação das resistências (NBR 6122/96)

Parâmetro	In situ ^A	Laboratório	Correlação ^B
Tangente do ângulo de atrito interno	1,2	1,3	1,4
Coesão (estabilidade e empuxo de terra)	1,3	1,4	1,5
Coesão (capacidade de carga de fundações)	1,4	1,5	1,6

A = Ensaio CPT, Palheta, Pressiômetro; B = Ensaio SPT, Dilatômetro

Reconhecendo a importância técnica e econômica de programas geotécnicos de investigação do subsolo, apresentam-se as principais técnicas existentes no País.

1.3 Referências Bibliográficas

- BARATA, F.E. *Propriedades da Mecânica dos Solos – Uma Introdução ao Projeto de Fundações*. Porto Alegre: Livros Técnicos e Científicos, 1984.
- BALIGH. “Undrained Deep Penetration, I: Shear stresses”, in: *Géotechnique*, 36, 4, 471-485, 1986.
- HOULSBY, G.T. & TEH, C.I. “Analysis of the piezocone in clay”, in: *Int. Symp. Penetration Testing*. Roterdã: Balkema/De Ruyter, 1988.
- LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K. & POWELL, J.J.M. *Cone Penetration Testing*. Londres: Blackie Academic & Professional, 1997.
- NBR 6.484. *Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos (SPT)*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1980.
- NBR 6.497. *Levantamento geotécnico*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1983.
- NBR 8.036. *Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1983.
- NBR 6.122. *Projeto e execução de fundações*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1996.

SPT (Standard Penetration Test)

Nem o equipamento nem os procedimentos de escavação foram completamente padronizados em nível internacional no ensaio SPT. As diferenças existentes podem ser parcialmente justificadas pelos desenvolvimentos e investimentos de cada país. Porém mais importante são as adaptações das técnicas de escavação às diferentes condições de subsolo.
Ireland, Moretto & Vargas, 1970

O Standard Penetration Test (SPT) é reconhecidamente a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação em praticamente todo o mundo, permitindo uma indicação da densidade de solos granulares, também aplicado à identificação da consistência de solos coesivos e mesmo de rochas brandas. Métodos rotineiros de projeto de fundações diretas e profundas usam sistematicamente os resultados de SPT, especialmente no Brasil.

O ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é realizada por trépano e circulação de água utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador-padrão, de diâmetro externo de 50mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação deste amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando um peso de 65,0 kg, caindo de uma altura de 750mm (ver ilustração nas Figuras 2.1 e 2.2). O valor N_{SPT} é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 300mm, após uma cravação inicial de 150mm.

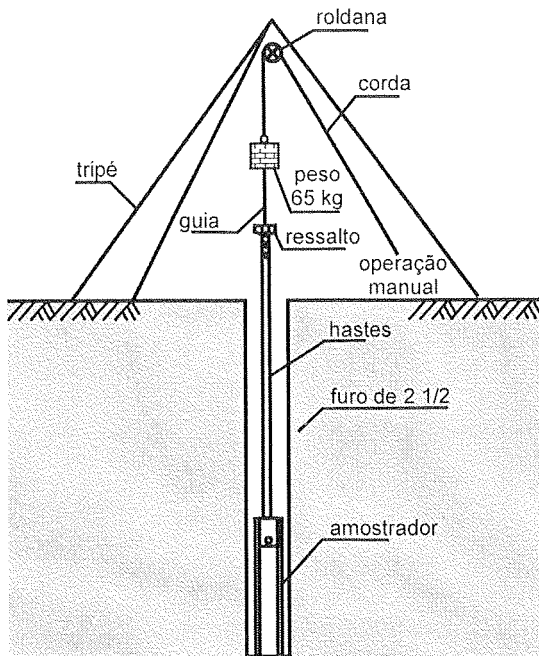
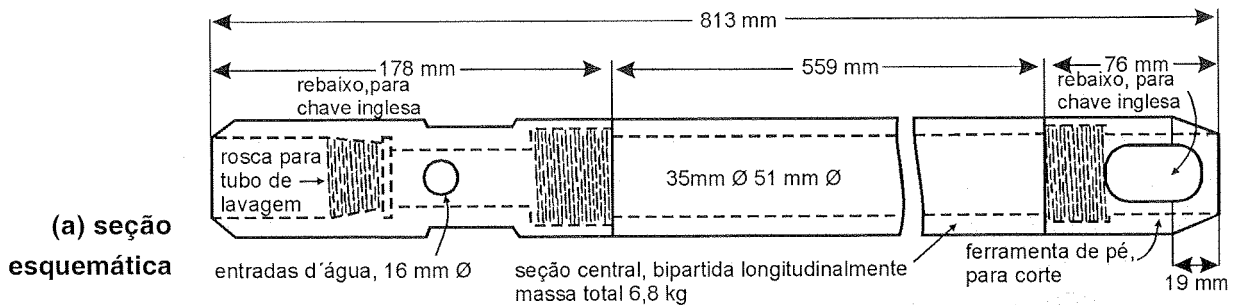


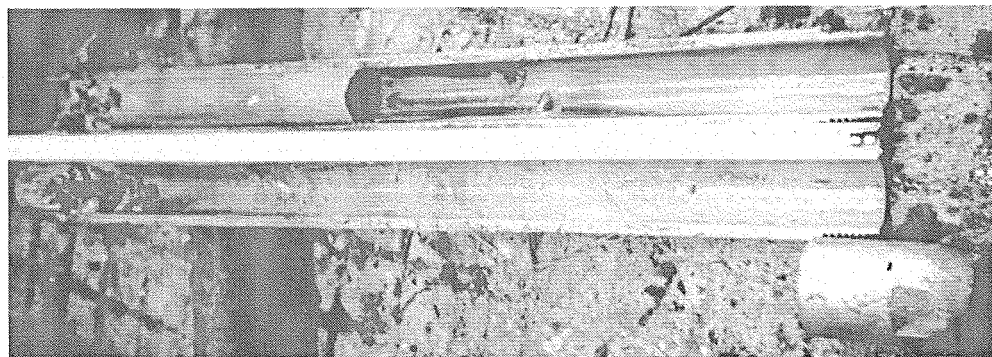
Figura 2.1 Ilustração do ensaio SPT

As vantagens deste ensaio com relação aos demais são: simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto. Apesar das críticas válidas que são continuamente feitas à diversidade de procedimentos utilizados para a execução do ensaio e à pouca racionalidade de alguns dos métodos de uso e interpretação, este é ainda o processo dominante na prática de Engenharia de Fundações.

Este capítulo apresenta os aspectos relevantes à análise do ensaio SPT e suas limitações, à luz dos conhecimentos recentes, esclarecendo os usuários dos cuidados envolvidos no uso e interpretação dos resultados do ensaio, e divulgando o conhecimento sobre técnicas modernas.



(a) seção esquemática



(b) Foto do amostrador bipartido

Figura 2.2 Amostrador-padrão "Raymond" (NBR 6.484/80)

2.1 Padrões de ensaio

A normalização do ensaio SPT foi realizada em 1958 pela ASTM (American Society for Testing and Materials), sendo comum em todo o mundo o uso de procedimentos não padronizados e equipamentos diferentes do padrão internacional. Em diversos países existem normas nacionais com características variáveis e um padrão internacional considerado como referência (International Reference Test Procedure - IRTP / ISSMFE). Na América do Sul a normalização norte-americana ASTM D 1.586-67 é utilizada com frequência, tendo o Brasil normalização própria, a NBR-6.484/1980.

Chama-se a atenção aos cuidados necessários a um programa de integração (Mercosul) na extrapolação de experiências, quando as práticas regionais são reconhecidamente diferentes: por exemplo no Uruguai não é usual a execução de SPT, na Argentina o padrão local é o uso do amostrador de “Moreto” (Moreto, 1963). Em 1988, Ranzini sugeriu procedimentos adicionais ao ensaio, com a medição de torque após a execução do SPT. A introdução deste procedimento em serviços de sondagem e o estabelecimento de regras básicas de interpretação vem sendo objeto de estudos em São Paulo (e.g. Decourt e Quaresma Filho, 1994).

2.2 Fatores determinantes na medida de SPT

Existem diferentes técnicas de perfuração, equipamentos e procedimentos de ensaio nos diferentes países, resultantes de fatores locais e grau de desenvolvimento tecnológico do setor, o que resulta em desuniformidade de significado dos resultados obtidos. As principais diferenças se referem ao método de perfuração, fluido estabilizante, diâmetro do furo, mecanismo de levantamento e liberação de queda do martelo, rigidez das hastes, geometria do amostrador e método de cravação. Além desses fatores tem-se a influência marcante das características e condições do solo nas medidas de SPT. Uma revisão completa sobre o atual estado do conhecimento pode ser encontrada em Skempton (1986) e Clayton (1993) e considerações sobre a realidade sul-americana em Milititsky & Schnaid (1995).

Na prática de engenharia existe unanimidade a respeito de questões relativas a “ensaios bem ou malfeitos”, empresas idôneas (fraudes), má prática, vícios executivos, entre outros. Os itens a seguir tratam somente dos aspectos que influ-

No Brasil, o SPT deve seguir as recomendações da Norma Brasileira NBR 6.484/80.

Na América do Sul é usada com frequência a norma americana ASTM D1.586/67.

As normas nacionais utilizam um padrão internacional adotado como referência - IRTP/ISSMFE.

enciam os resultados de ensaios realizados segundo recomendações de normas e da boa prática de engenharia. Serão indicados os fatores que explicam porque no mesmo local duas sondagens realizadas dentro da técnica recomendada podem resultar em valores desiguais, considerando-se por exemplo: técnica de escavação, equipamento e procedimento de ensaio.

Desses fatores certamente os relacionados com a técnica de escavação são os mais importantes, podendo-se destacar o método de estabilização: [a] perfuração revestida e não preenchida totalmente com água; [b] uso de bentonita; [c] revestimento cravado além do limite de cravação; [d] ensaio executado dentro da região revestida. Existem inúmeras publicações com o registro quantitativo da variação de desempenho do ensaio devido aos procedimentos utilizados, incluindo técnica de escavação (Sutherland, 1963; Begemann & De Leew, 1979; Skempton, 1986; Mallard, 1983), o que reforça a necessidade de utilização de procedimentos padronizados.

A questão da influência do equipamento relaciona-se com a energia transferida ao amostrador no processo de cravação. O trabalho básico no tópico foi apresentado por Schmertmann & Palacios (1979), seguido por extensa bibliografia: Kovacs & Salamone, 1982; Kovacs & Salomone, 1984; Seed e outros, 1985; Skempton, 1986). A realidade brasileira pode ser aferida a partir do trabalho pioneiro de Belincanta (1998). Pode-se descrever os seguintes aspectos de equipamento como influenciadores nos resultados: [a] martelo - energia transferida pelos diferentes mecanismos de levantamento e liberação da queda, massa do martelo e uso de cepo de madeira no martelo; [b] hastes - peso e rigidez, comprimento, perda de energia nos acoplamentos; [c] amostrador - integridade da sapata cortante, uso de válvula, uso de revestimento plástico interno (prática americana). A tendência moderna recomenda a medida de energia para cada prática, sendo a norma ASTM D 4.633-86 indicada para tal finalidade.

Além da influência do equipamento, deve-se reconhecer os efeitos das condições do solo na resistência à penetração. Quando o amostrador é impelido para dentro do solo, sua penetração é resistida pelo atrito nas superfícies externas e internas e na base do amostrador. Como resultado, a massa de solo nas proximidades do amostrador é afetada pela energia de choque do martelo transmitida através das hastes. O excesso de pressões neutras gerado terá dissipação decorrente da permeabilidade do material testado.

Como o comportamento dos solos depende da trajetória de tensões e nível de deformação a que são submetidos, teoricamente o ensaio de campo ideal deveria impor um caminho de tensões e nível de deformações uniforme em toda a

massa envolvida no processo, complementado por condição perfeitamente não-drenada ou de total dissipação da pressão neutra. Nem o SPT nem outros ensaios de campo satisfazem completamente a essas condições. Na rotina os engenheiros preferem sempre utilizar os ensaios que funcionem em praticamente quaisquer condições de subsolo e que determinem índices ou indicadores ou informações que não podem ser obtidas de forma mais econômica ou simples por outros processos.

Apresenta-se na Tabela 2.1 uma compilação de todos os fatores conhecidos que afetam a penetração em solos granulares e seus efeitos.

Tabela 2.1 Influência das propriedades de solos granulares na resistência à penetração

Fator	Influência	Referências
Índice de Vazios	Redução do índice aumenta a resistência à penetração	Terzaghi & Peck (1967); Gibbs & Holtz (1957); Holubeck et al (1973), Marcusson et al (1977)
Tamanho médio da partícula	Aumento do tamanho médio aumenta resistência à penetração	Schultze et al (1961); DIN 4.094; Clayton et al (1982); Skempton (1986)
Coefficiente de uniformidade	Solos uniformes apresentam menor resistência à penetração	DIN 4094 – Parte 2
Pressão neutra	Solos finos densos dilatam aumentando a resistência; solos finos muito fofos podem se liqüefazer no ensaio	Terzaghi & Peck (1967); Bazaraa (1967); de Mello (1971); Rodin et al (1974); Clayton et al (1982)
Angulosidade das partículas	Aumento da angulosidade aumenta a resistência à penetração	Holubec & D'Appolonia (1973); DIN 4.094
Cimentação	Aumenta a resistência	DIN 4094 – Parte 2
Nível de tensões	Aumento de tensão vertical ou horizontal aumenta a resistência	Zolkov et al (1965); de Mello (1971); Dikran (1983); Clayton et al (1985); Schnaid & Houlsby, (1994)
Idade	Aumento da idade do depósito aumenta a resistência	Skempton (1986); Barton et al, (1989); Jamiolkowski et al, (1988)

Em solos coesivos a resistência à penetração é reconhecidamente função da resistência não drenada, S_u . Os fatores que controlam a resistência são a plasticidade, sensibilidade e fissuração da argila, motivo pelo qual existem relações diferentes entre S_u e N na literatura. Além desses aspectos, deve-se levar em conta

que a resistência não drenada não é uma propriedade do solo, pois depende da trajetória de tensões e como conseqüência, do ensaio utilizado para sua determinação.

Em rochas brandas o SPT pode ser utilizado para a identificação de propriedade de massa de rochas brandas, sendo influenciada pela resistência da rocha intacta, porosidade da rocha, espaçamento, abertura e preenchimento das fissuras, além daqueles derivados do método de ensaio, especialmente a presença de água no processo.

2.3 Correções de medidas de N_{SPT}

Conhecidas as limitações do ensaio, causadas por fatores que influenciam os resultados e não estão relacionadas às características do solo, é possível avaliar as metodologias empregadas na aplicação de valores de N_{SPT} em problemas geotécnicos. Para esta finalidade, as abordagens modernas recomendam a correção do valor medido de N_{SPT} , considerando o efeito da energia de cravação e do nível de tensões.

Em primeiro lugar, deve-se considerar que a energia nominal transferida ao amostrador, no processo de cravação, não é a energia de queda livre teórica transmitida pelo martelo (e.g. Schmertmann & Palacios, 1979; Seed e outros, 1985; Skempton, 1986). A eficiência do sistema é função das perdas por atrito e da própria dinâmica de transmissão de energia do conjunto. No Brasil é comum o uso de sistemas manuais para a liberação de queda do martelo que aplica uma energia da ordem de 70% da energia teórica. Em comparação, nos E.U.A. e Europa o sistema é mecanizado e a energia liberada é de aproximadamente 60%. Atualmente, a prática internacional sugere normalizar o número de golpes com base no padrão americano de N_{60} ; assim, previamente ao uso de uma correlação formulada nos E.U.A. deve-se majorar o valor medido de N_{SPT} obtido em uma sondagem brasileira em 10 a 20% (Velloso e Lopes, 1996).

Embora a prática brasileira seja pautada pelas recomendações da norma NBR 6.484, que estabelece critérios rígidos quanto a procedimentos de perfuração e ensaio, com a adoção de um único tipo de amostrador, no meio técnico existem variações regionais de procedimentos de sondagem: (a) uso (ou ausência) de coxim e cabeça de bater; (b) acionamento com corda de sisal ou cabo de aço, com e sem roldana e (c) variação do tipo de martelo utilizado. A influência de alguns destes fatores, relacionados à prática brasileira, foi quantificada por

Belincanta (1998) e Belincanta e outros (1984; 1994). Resultados típicos de medida de energia de cravação para distintos equipamentos são apresentados nas Tabelas 2.2 a 2.4. As medidas de eficiência de energia dinâmica referem-se à primeira onda de compressão incidente, para uma composição-tipo de 14m de comprimento. Valores médios de eficiência na faixa entre 65% e 80% da energia teórica foram monitorados com frequência, reforçando a necessidade de normalização das medidas de N_{SPT} previamente a sua aplicação em correlações de natureza empírica. As informações produzidas por Belincanta (1998) servem como avaliação preliminar. Medidas locais de energia devem tornar-se rotina na próxima década, aumentando o grau de confiabilidade do ensaio, melhorando a acurácia de uso de correlações baseadas no SPT e quantificando a influência de fatores determinantes à interpretação racional do ensaio, como por exemplo a influência do comprimento da composição.

Tabela 2.2 Influência do tipo de martelo, para composição de 14 m de comprimento, martelo com coxim de madeira e cabeça de bater de 3,6kg (após Belincanta, 1998)

Equipamento	Estado da composição	Eficiência das energias					
		Acionamento manual			Acionamento com gatilho		
		média %	nº dados	Desvio padrão %	média %	nº dados	desvio padrão %
Martelo cilíndrico com pino guia, acionamento com corda	velha	69,4	178	3,59	75,5	195	2,95
	nova	72,7	153	3,59	81,3	90	3,98
Martelo cilíndrico com pino guia, acionamento com cabo de aço	velha	63,2	45	4,78	74,4	23	2,23
	nova	73,9	54	3,43	83,2	26	2,52
Martelo cilíndrico vazado, acionamento com corda	nova	66,5	50	3,74	74,2	39	5,30

Tabela 2.3 Influência decorrente do uso de coxim, para composição de 14 m de comprimento, martelo com pino guia e cabeça de bater de 3,6kg (após Belincanta, 1998)

Sondagem	Uso de coxim	Eficiência das energias					
		Acionamento manual			Acionamento com gatilho		
		média %	nº dados	desvio padrão %	média %	nº dados	desvio padrão %
Local 1	não	72,8	111	3,62			
	sim	71,0	104	3,56			
Local 2	não				76,1	9	4,54
	sim	66,7	51	2,73	75,5	195	2,95

Tabela 2.4 Influência decorrente da massa da cabeça de bater, para composição de 14 m de comprimento, martelo cilíndrico com coxim de madeira (após Belincanta, 1998)

Sondagem	Cabeça de bater (kg)	Eficiência das energias					
		Acionamento manual			Acionamento com gatilho		
		média %	nº dados	desvio padrão %	média %	nº dados	desvio padrão %
Local 1	1,2				78,5	13	2,04
	3,6	66,7	51	2,73	75,5	195	2,95
	14,0				66,4	23	1,70

Sempre que os resultados de ensaio forem interpretados visando à estimativa de parâmetros de comportamento do solo, serão fornecidas recomendações específicas quanto à necessidade de correção dos valores medidos de N_{SPT} . A correção para um valor de penetração de referência, normalizado com base no padrão americano de N_{60} , é realizada simplesmente através de uma relação linear entre a energia empregada e a energia de referência. Assim:

$$N_{60} = (N_{SPT} \times \text{Energia Aplicada}) / 0,60 \quad [2.1]$$

Por exemplo, um ensaio realizado no Brasil, segundo a Norma Brasileira, com acionamento manual do martelo, fornecendo uma medida de energia de 66% da energia teórica de queda livre, teria seu valor medido de penetração de 20 golpes convertido em um valor de $N_{60} = 22$, ou seja $N_{60} = (20 \times 0,66) / 0,60 = 22$.

A correção do valor medido de N_{SPT} para considerar o efeito das tensões geostáticas *in situ* é prática recomendável para ensaios realizados em solos granulares. Reconhecendo que a resistência à penetração aumenta linearmente com a profundidade (e portanto com a tensão vertical efetiva, para uma dada densidade) e aumenta em função do quadrado da densidade relativa, para σ'_v constante (Meyerhof, 1957), Skempton (1986) sugeriu a seguinte correlação:

$$N = D_r^2 \left(a + b C_\alpha \frac{\sigma'_v}{100} \right) \quad [2.2]$$

sendo D_r a densidade relativa

a, b fatores dependentes do tipo do material

C_α fator de correção da resistência em função da história de tensões

σ'_v tensão vertical efetiva em kPa

O valor de σ'_v pode em geral ser estimado com razoável grau de precisão. O valor de C_α é unitário para solos normalmente adensados, NA, e aumenta com OCR, refletindo o aumento da tensão efetiva horizontal σ'_h e portanto das tensões efetivas médias ($p' = 1/3[\sigma'_v + 2\sigma'_h]$). Com base nesta abordagem, foram propostos os coeficientes de correção de N_{SPT} , representados de forma gráfica na Figura 2.3 e expressos segundo:

$$N_1 = N_{SPT} C_N C_{NK} \quad [2.3]$$

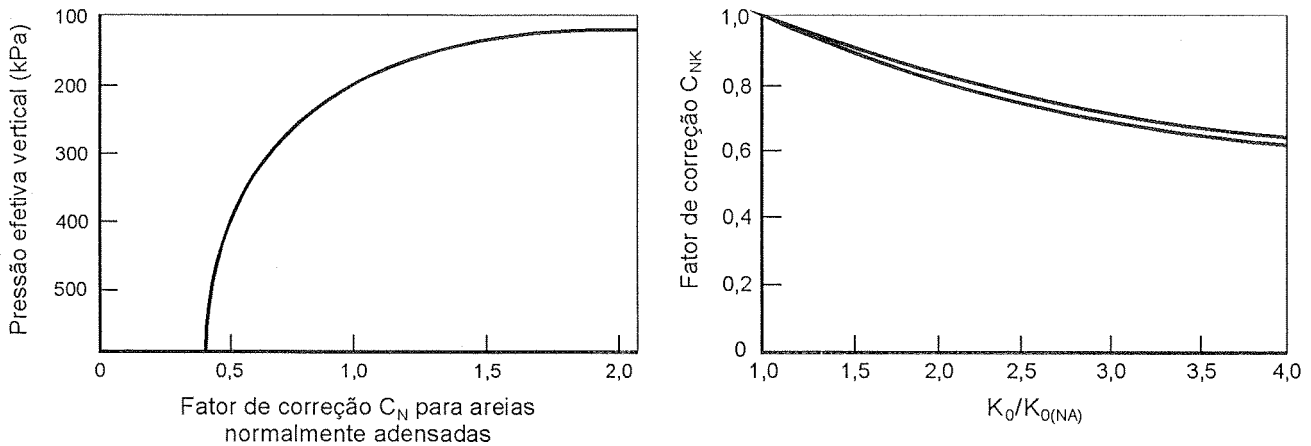


Figura 2.3 Fator de correção de N_{SPT} considerando o efeito do nível de tensões

onde C_N representa a correção devida à tensão efetiva de sobrecarga e C_{NK} a correção para a história de tensões (Liao e Withman, 1985; Jamiolkowski e outros, 1985; Clayton, 1993). A justificativa do uso de C_N para converter o valor medido de N_{SPT} em um valor de referência N_1 , adotado para uma tensão de 100 kPa (1 atmosfera), considerando-se o solo NA, é demonstrada fazendo-se uso da equação [2.2]:

$$C_N = \frac{N_1}{N_{\sigma_v}} = \frac{D_r^2(a+b)}{D_r^2(a+b \frac{\sigma_v}{100})} = \frac{a/b+1}{(a/b + \frac{\sigma_v}{100})} \quad [2.4]$$

Correção do valor medido de N_{SPT} para tensões efetivas atuantes e energia de cravação é recomendável. Sua prática, entretanto, não é disseminada no Brasil

Considere, por exemplo, uma areia normalmente adensada, conforme discutido recentemente por Quaresma e outros (1996). Admita, por simplicidade, ausência do nível d'água, peso específico γ_{nat} de 18 kN/m³, e os resultados de um ensaio em duas profundidades:

a) Profundidade $z = 2,0\text{m}$ e portanto $\sigma'_{vo} = 36,0 \text{ kN/m}^2$

para $N_{60} = 5$ tem-se $(N_1)_{60} = C_N \times 5 = 1,7 \times 5 = 8,5$

b) Profundidade $z = 20,0\text{m}$ e portanto $\sigma'_{vo} = 360,0 \text{ kN/m}^2$

para $N_{60} = 16$ tem-se $(N_1)_{60} = C_N \times 5 = 0,5 \times 5 = 8,0$

Portanto, a areia a 20m de profundidade apesar de registrar um valor de $N_{60} = 16$ tem a mesma densidade relativa de uma areia a 2m de profundidade com valor medido de $N_{60} = 5$.

Para solos pré-adensados, a desconsideração dos efeitos do nível de tensões acarreta a obtenção de valores de D_r e ϕ' superiores aos valores reais, conforme discutido por Schnaid e Milititsky (1995) e apresentado na Figura 2.4.

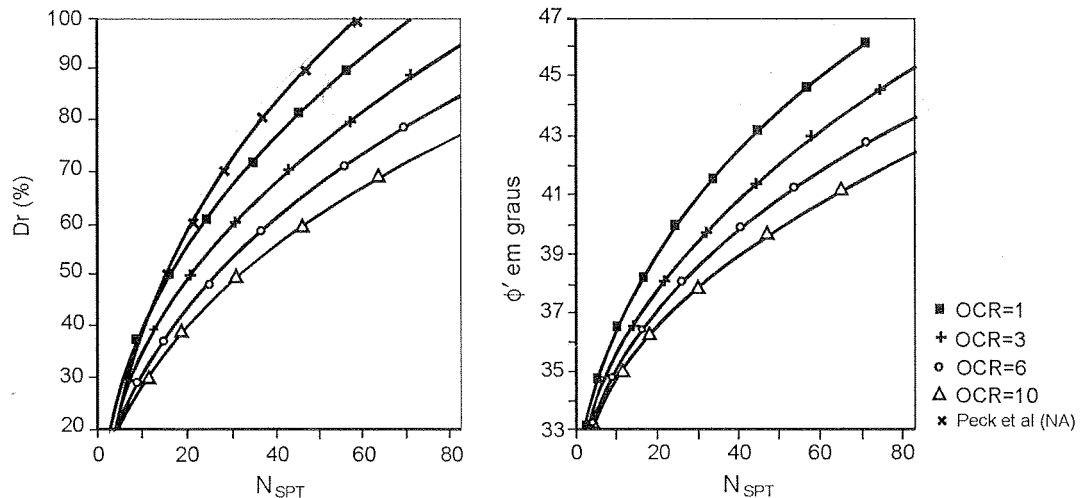


Figura 2.4 Influência da história de tensões nos parâmetros de resistência de areia (Schnaid e Milititsky, 1995)

2.4 Aplicações dos resultados

O ensaio SPT tem sido usado para inúmeras aplicações, desde amostragem para identificação dos diferentes horizontes, previsão da tensão admissível de fundações diretas em solos granulares, até correlações com outras propriedades geotécnicas. As correlações de origem empírica são obtidas em geral em condições particulares e específicas, com a expressa limitação de uso por parte dos autores, mas acabam extrapoladas na prática, muitas vezes de forma não apropriada. Além disto, resultados de ensaios SPT realizados em um mesmo local podem apresentar dispersão significativa. Um exemplo típico de ensaios SPT realizados na região de Porto Alegre, RS é apresentado na Figura 2.5, onde o número de golpes N_{SPT} é plotado contra a profundidade. A variação observada nos perfis é representativa da própria variabilidade das condições do subsolo, sendo necessário avaliar para cada projeto as implicações da adoção de perfis mínimos ou médios de resistência.

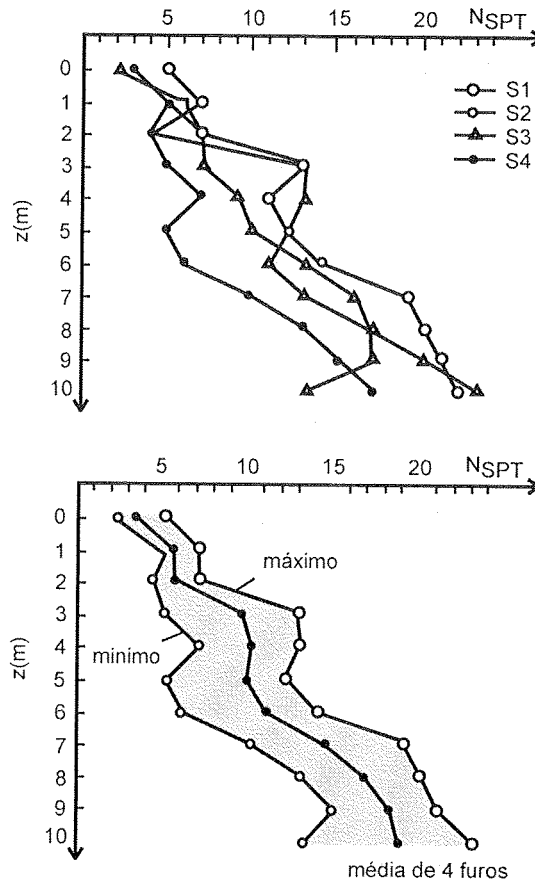


Figura 2.5 Resultados típicos de ensaios SPT em um local de projeto

A primeira aplicação atribuída ao SPT consiste na simples determinação do perfil de subsolo e identificação tátil-visual das diferentes camadas a partir do material recolhido no amostrador-padrão. A classificação do material é normalmente obtida combinando a descrição do testemunho de sondagem com as medidas de resistência à penetração. O sistema de classificação apresentado na Tabela 2.5, amplamente utilizado no Brasil e recomendado pela NBR 7.250/82, é baseado em medidas de resistência à penetração sem qualquer

correção quanto à energia de cravação e nível de tensões. Alternativamente pode-se utilizar a proposta de Clayton (1993) apresentada na Tabela 2.6.

Tabela 2.5 Classificação de solos (NBR 7.250/82)

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e Silte arenoso	< 4	Fofa
	5-8	Pouco compacta
	9-18	Medianamente compacta
	19-40	Compacta
	>40	Muito compacta
Argila e Silte argiloso	< 2	Muito mole
	3-5	Mole
	6-10	Média
	11-19	Rija
	>19	Dura

Tabela 2.6 Classificação de solos e rochas (Clayton, 1993)

Material	Índice de resistência à penetração	Designação
Areias $(N_1)_{60}$	0-3	Muito fofa
	3-8	Fofa
	8-25	Média
	25-42	Densa
	42-58	Muito densa
Argilas N_{60}	0-4	Muito mole
	4-8	Mole
	8-15	Firme
	15-30	Rija
	30-60	Muito Rija
	>60	Dura
Rochas Brandas N_{60}	0-80	Muito brandas
	80-200	Brandas
	>200	Moderadamente brandas

Nota: N_1 valor de N_{SPT} corrigido para uma tensão de referência de 100 kPa
 N_{60} valor de N_{SPT} corrigido para 60% da energia teórica de queda livre
 $(N_1)_{60}$ valor de N_{SPT} corrigido para energia e nível de tensões

A interpretação de resultados para fins de projetos geotécnicos pode ser obtida através de duas abordagens distintas (conforme discutido no Capítulo 1):

a) Métodos indiretos: nesta abordagem os resultados do ensaio são utilizados na previsão de parâmetros constitutivos, representativos do comportamento do solo.

b) Métodos diretos: resultados de SPT são aplicados diretamente na previsão da capacidade de carga ou recalque de um elemento de fundação, sem a necessidade de determinação de parâmetros intermediários.

2.5 Métodos indiretos: estimativas de parâmetros geotécnicos

O SPT pode ser utilizado na prática de engenharia na obtenção de parâmetros a serem adotados na análise de problemas geotécnicos. Algumas indicações do uso do SPT são discutidas neste capítulo, sendo que uma revisão mais extensiva pode ser encontrada em Stroud (1989) e Clayton (1993) para aprofundamento do tema. É sempre desejável comparar os valores de parâmetros estimados empiricamente através das medidas de N_{SPT} com aqueles obtidos através de outros ensaios (de campo ou laboratório), bem como verificar sua adequação na faixa de variação estimada para as condições do subsolo.

a) Solos granulares

Sabendo-se que o N_{SPT} fornece uma medida de resistência, é prática comum estabelecer correlações entre N_{SPT} e a densidade relativa D_r ou ângulo de atrito efetivo do solo ϕ' . Algumas correlações usuais adotadas na prática de engenharia são apresentadas abaixo – as proposições de Gibbs & Holtz (1957) e Skempton (1986) são usadas na estimativa de D_r , enquanto as proposições de de Mello (1971) e Bolton (1986) não são aplicadas diretamente ao valor de N_{SPT} , mas usadas para converter as estimativas de D_r em ϕ' .

$$D_r = \left(\frac{N}{0,23\sigma'_{v0} + 16} \right)^{1/2} \quad \text{Gibbs \& Holtz (1957)} \quad [2.5]$$

$$D_r = \left(\frac{N}{0,28\sigma'_{v0} + 27} \right)^{1/2} \quad \text{Skempton (1986)} \quad [2.6]$$

e para o ângulo de atrito:

$$(1,49 - D_r) \tan \phi' = 0,712 \quad \text{de Mello (1971)} \quad [2.7]$$

$$\phi' = 33 + \{3[D_r(10 - \ln p') - 1]\} \quad \text{Bolton (1986)} \quad [2.8]$$

Nestas equações σ'_{v0} e p' são expressos em kN/m^2 , D_r em decimais e $N = (N)_{60}$, i.e. recomenda-se corrigir a medida de resistência em função da energia de cravação.

O valor de ϕ' pode ser ainda estimado graficamente através da proposição de Peck, Hanson & Thornburn (1974) que resulta, em geral, em estimativa conservadora para projetos rotineiros (ver Figura 2.6a). Mitchell e outros (1978) mostram o efeito da pressão vertical efetiva na relação $\phi' \times N_{\text{SPT}}$ conforme apresentado na Figura 2.6b. O valor da penetração deve ser corrigido em ambos os casos considerando os efeitos de energia, anteriormente a seu uso na obtenção do ângulo de atrito interno.

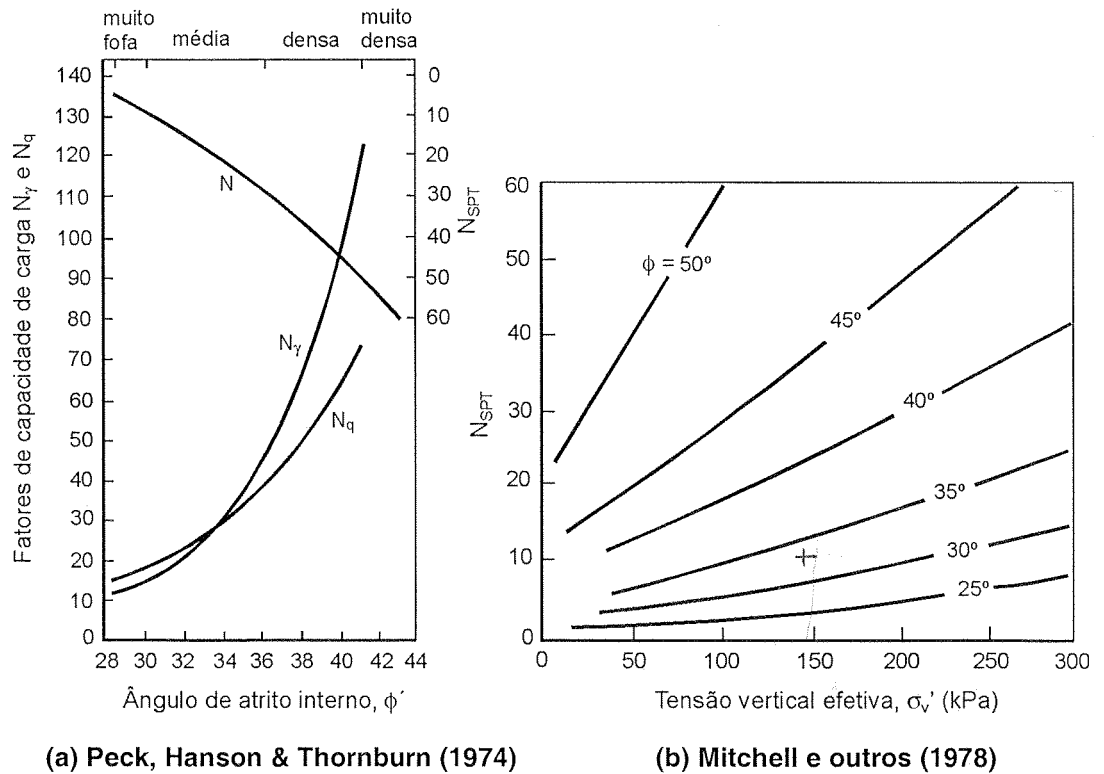


Figura 2.6 Estimativa do ângulo de atrito interno de solos granulares com base em ensaios SPT

Uma abordagem mais racional foi proposta por Stroud (1989) para a estimativa do módulo de elasticidade do solo, com a utilização de dados existentes na literatura para produzir uma relação entre E/N_{60} e o “grau de carregamento” q/q_{ult} (Figura 2.7). Nesta figura a resistência à penetração foi corrigida para 60% da energia, mas não foi corrigida para o nível de tensões pois o autor argumenta que tanto N como E crescem com o aumento das tensões efetivas médias *in situ*.

Desta figura verifica-se que, com fator de segurança à ruptura 3 na capacidade de carga ($q/q_{ult} = 1/3$), uma relação $\frac{E}{N_{60}} = 1$ (MPa) é razoável. A análise dos casos utilizados por Stroud mostra que, na prática, a maioria das fundações apresenta fator de segurança superior a 3 (resultando q/q_{ult} 0,1 ou menor no gráfico). A sugestão para esta condição, é que, no caso dos solos normalmente adensados, a relação a ser adotada entre E/N_{60} cresça para 1 a 2 MPa e para areias pré-adensadas é superior a 3, podendo chegar a valores entre 4 e 6 MPa.

Utilizando os dados do trabalho de Burland & Burbidge (1985), Clayton (1986) obteve as seguintes relações E/N_{60} , considerando faixas de ocorrências na média similares às obtidas por Stroud (1989):

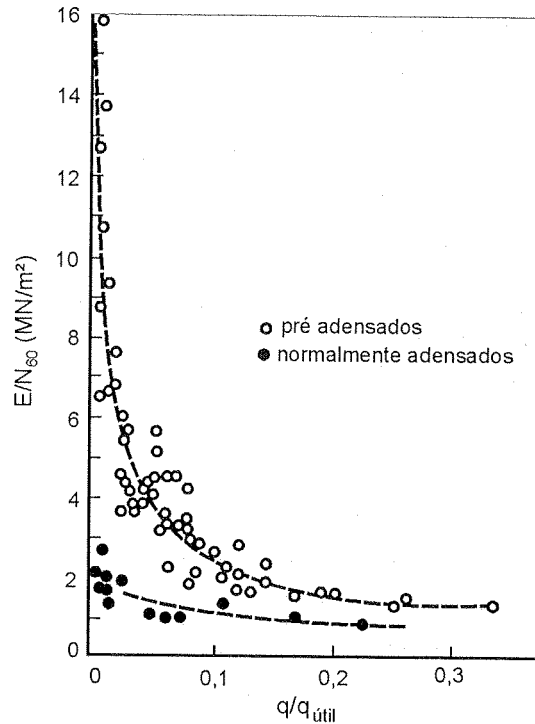


Figura 2.7 Razão entre E/N_{60} e taxa de carregamento (Stroud, 1989)

Tabela 2.7 Valores de E/N_{60} para solos granulares (Clayton, 1986)

N	E/N_{60} (MPa)		
	Média	Limite inferior	Limite superior
4	1,6 - 2,4	0,4 - 0,6	3,5 - 5,3
10	2,2 - 3,4	0,7 - 1,1	4,6 - 7,0
30	3,7 - 5,6	1,5 - 2,2	6,6 - 10,0
60	4,6 - 7,0	2,3 - 3,5	8,9 - 13,5

b) Solos coesivos

Mello (1971) apresentou coletânea de resultados da literatura sobre S_u/N com variação entre 0,4 e 20. Stroud (1989) utilizando dados de argilas pré-adensadas identifica a variação de S_u/N de 4 a 6. O universo abordado por Stroud compreende apenas argilas pré-adensadas não sensíveis e ensaios triaxiais de referência para a obtenção de S_u , realizados em amostras com diâmetro de 100mm, ao passo que os valores da avaliação de Mello compreendem solos argilosos sensíveis e várias formas de obtenção da resistência não drenada, resultando portanto em dispersão significativa.

Na experiência do autor e como recomendação geral de projeto, as relações entre S_u e N não devem ser utilizadas para solos moles ($N < 5$) pela falta de representatividade dos valores de N medidos nos ensaios.

A compressibilidade e rigidez dos solos coesivos é dependente não apenas do nível de deformação mas também da história de tensões do solo, velocidade de carregamento e de dissipação do excesso de pressão da água dos vazios (poro-pressão).

No caso de argilas normalmente ou levemente pré-adensadas (solos moles) a previsão de deformações da massa de solo sob carga depende fortemente do valor da pressão de pré-adensamento. Como o SPT não permite obter informação confiável sobre este dado fundamental, não é recomendado utilizar o SPT para previsão de deformações em solos argilosos.

No caso de solos pré-adensados, o módulo de Young não drenado (E_u) e o coeficiente de variação volumétrica (m_v) podem ser estimados para anteprojeto através das seguintes correlações (Stroud & Butler, 1975):

$$m_v = 450 N_{60} \text{ (m}^2\text{/MN)} \quad [2.9]$$

$$E_u/N_{60} = 1 \text{ (MPa)} \quad [2.10]$$

Os dados coletados por Stroud mostram que a última relação é adequada para uma ampla gama de graus de carregamento q/q_{ult} . Para relações abaixo de 0,1 a rigidez cresce, resultando em

$$E_u/N_{60} = 6,3 \text{ a } 10,4 \text{ (MPa)} \quad [2.11]$$

c) Rochas brandas

Na prática de engenharia utilizam-se valores de SPT para estimar a resistência à compressão, aplicada em projetos de fundações apoiadas em rochas brandas. A pequenas profundidades, a tensão de projeto depende da escala do problema em relação ao sistema de descontinuidades da massa rochosa, sendo geralmente muito menor que a resistência da rocha intacta obtida em compressão simples.

Na Figura 2.8, verifica-se que a relação apresentada para argilas: $S_u = 5 N_{60}$ (kPa) pode ser utilizada para rochas brandas, sendo entretanto muito conservadora para o caso de materiais com resistência à compressão simples maiores que 4 MPa. Nestes casos a resistência à compressão poderá ser obtida pela relação:

$$\sigma_c \geq 10N_{60} \text{ (kPa)}.$$

É relevante assinalar que, além dos fatores já apresentados com influência no valor do ensaio e das características dos materiais, especialmente nas rochas brandas, é necessário extrapolar o valor de N, em geral interrompido na faixa de até 100 golpes e extrapolado para a penetração de 300mm definidora do padrão. Logo, o uso de SPT resultará em pouca acurácia no valor estimado.

A estimativa da compressibilidade é de validade discutível, sem a devida comprovação experimental local, pelos mesmos motivos apresentados. Valores propostos por Leach & Thompson (1979) resultantes de avaliação do comportamento de estacas ficam na faixa:

$$E/N_{60} = 0,9 - 1,2 \text{ (MPa)}.$$

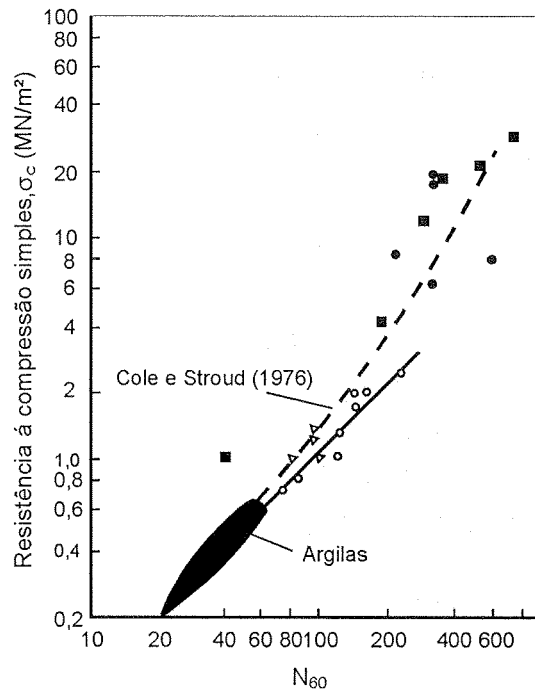


Figura 2.8 Correlações entre resistência à compressão simples e N_{60} (Stroud, 1989)

Stroud (1989), incluindo mais casos reais, observou a relação $E/N_{60} = 0,5 - 2,0$ (MPa), sendo acima de 1 para fatores de segurança à ruptura maiores que 3. A realização de provas de carga em placas é prática sempre recomendável para diminuir o grau de incerteza na determinação do módulo em rochas brandas.

2.6 Métodos diretos de projeto

Originalmente, os resultados de SPT eram do tipo aplicação direta, nos quais recalques ou tensão admissível são obtidos diretamente sem a necessidade de determinar parâmetros intermediários (e.g. Terzaghi & Peck, 1967). Tal abordagem tem a desvantagem de não permitir a avaliação qualitativa dos resultados; a confiabilidade é função do número de casos históricos avaliados para o desenvolvimento do método. A grande vantagem é sua simplicidade de uso.

O desenvolvimento dos métodos apresentados a seguir é anterior à prática de medida e correção dos valores de N_{SPT} considerando os efeitos da energia de cravação. Nenhuma referência é feita, portanto, à eventual correção de N em N_{60} . Os métodos brasileiros de cálculo de tensões admissíveis e capacidade de carga referem-se aos procedimentos de ensaio consagrados no Brasil e devem em geral estar associados a valores de energia na faixa entre N_{70} e N_{80} .

a) Tensões admissíveis

Uma abordagem utilizada na rotina de projetos de fundações envolve a estimativa das tensões admissíveis do terreno, cuja equação é representada por:

$$\sigma_{adm} = k N_{(SPT)} \quad [2.12]$$

onde k depende do tipo de solo, da geometria do problema, da sensibilidade da estrutura a recalques, entre outros. Esta prática deve ser vista com restrições, dado o caráter generalista e empírico adotado na estimativa de k . No entanto, é preocupação do autor fornecer uma indicação da magnitude das tensões admissíveis para anteprojetos. Na Tabela 2.8 apresentam-se valores da magnitude das tensões admissíveis σ_{adm} do solo em função de N_{SPT} para substratos granulares. Os dados apresentados representam valores mínimos de tensão admissível, estando sujeitos a

dispersões significativas. As tensões admissíveis para solos coesivos são apresentadas na Tabela 2.9.

Tabela 2.8 Correlações entre N_{SPT} e a tensão admissível de solos granulares (Milititsky & Schnaid, 1995)

Descrição (compacidade)	N_{SPT}	Provável tensão admissível (kN/m^2)		
		L = 0,75m *	L = 1,50m *	L = 3,0 m *
Muito compacto	> 50	> 600	> 500	> 450
Compacto	30 - 50	300 - 600	250 - 500	200 - 450
Med. Compacto	10 - 30	100 - 300	50 - 250	50 - 200
Pouco compacto	5 - 10	50 - 100	< 50	< 50
Fofo	< 5		a estudar	

Tabela 2.9 Correlações entre N_{SPT} e a tensão admissível de solos coesivos (Milititsky & Schnaid, 1995)

Descrição (consistência)	N_{SPT}	Provável tensão admissível (kN/m^2)		
		L = 0,75m *	L = 1,5m *	L = 3,0m *
Dura	> 30	500	450	400
Muito rijá	15 - 30	250 - 500	200 - 450	150 - 400
Rijá	8 - 15	125 - 250	100 - 200	75 - 150
Média	4 - 8	75 - 125	50 - 100	25 - 75
Mole	2 - 4	25 - 75	<50	-
Muito mole	< 2		a estudar	

* Menor dimensão da fundação

b) Recalques em fundações diretas

Entendidas as limitações do ensaio de SPT e a impossibilidade de prever com precisão valores de compressibilidade dos solos, deve-se considerar e tratar os métodos de previsão de recalques utilizando o SPT como procedimentos empíricos.

Métodos estatísticos tais como os propostos por Shultze & Sherif (1973), Burland, Broms & de Mello (1977), Burland & Burbidge (1985) são recomendados para a previsão do limite superior e do recalque médio de fundações superficiais em depósitos arenosos.

Método SPT-Estatístico de Schultze & Sherif (1973)

Utilizando correlações estatísticas entre recalques e SPT, os autores desenvolveram um método de estimativa de recalques, apresentado na Figura 2.10, com os seguintes elementos: comprimento, largura e profundidade da fundação, bem como espessura da camada granular. A combinação dessas informações permite a obtenção do coeficiente S, utilizado posteriormente na equação [2.13] para a obtenção do recalque da área carregada.

$$\rho = \frac{sp}{N^{0,87} \times [1 + (0,4 + D / B)]} \quad [2.13]$$

sendo

- s = coeficiente de recalque (cm³/kgf)
- N = valor médio de SPT
- D = profundidade da fundação (m)
- L = comprimento da fundação (m)
- ρ = recalque (mm)
- p = pressão de contato (kgf/cm²)
- B = largura da fundação (m)
- d_s = espessura da camada (m)

Quando a espessura da camada considerada é menor que o dobro da largura da área carregada, os autores sugerem a utilização de fatores de redução (ver Figura 2.9).

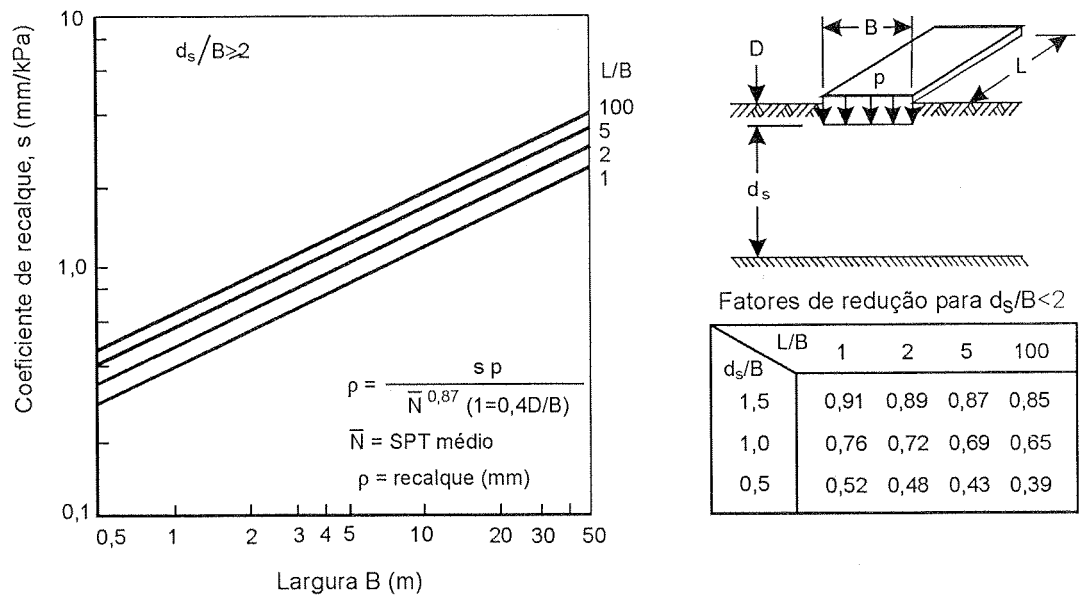


Figura 2.9 Método de Schultze & Sheriff (1973)

Método SPT-Estatístico de Burland, Brooms & de Mello (1977)

Burland e outros (1977) apresentaram em forma gráfica uma série considerável de casos relatados na literatura, propondo limites superiores de recalques $\rho_{\text{máx}}$ para os solos compactos e medianamente compactos, e uma sugestão de limite superior para a condição fofa (Figura 2.10). Foi proposto pelos autores que, nos casos de projetos de rotina, a figura poderia ser utilizada para indicação do recalque provável pela adoção da metade do valor máximo.

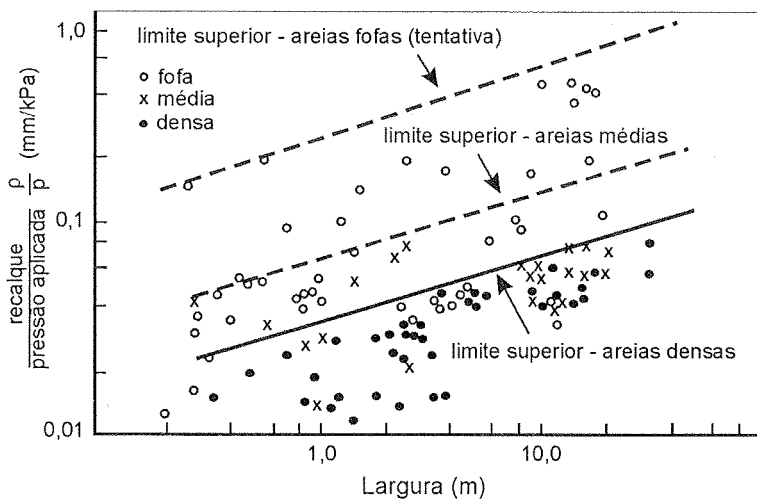


Figura 2.10 Método de Burland, Brooms e de Mello (1977)

Expressando os limites superiores como função da largura da fundação $B(m)$, obtêm-se as seguintes equações

$$\rho_{\text{máx}} = q (0,32 B^{0,3}) \quad \text{areias fofas} \quad [2.14]$$

$$\rho_{\text{máx}} = q (0,07 B^{0,3}) \quad \text{areias medianamente compactas} \quad [2.15]$$

$$\rho_{\text{máx}} = q (0,035 B^{0,3}) \quad \text{areias compactas} \quad [2.16]$$

$$\rho_{\text{provável}} = 1/2 \rho_{\text{máx}} \quad [2.17]$$

sendo q expresso em kN/m^2 e ρ em mm .

Método de SPT-Estatístico de Burland & Burbidge (1985)

Os autores compilaram registros de recalques em uma base de dados de mais de 100 casos de obras. O tratamento estatístico dos resultados permitiu definir um recalque médio em areias normalmente adensadas:

$$\rho = q' B^{0,7} I_c \quad [2.18]$$

sendo ρ = recalque (mm)
 q' = pressão média efetiva na fundação (kN/m²)
 B = largura da fundação (m)
 I_c = índice de compressão (= 1,71/N^{1,4})

Na obtenção do índice de compressão (Figura 2.11) é necessário, em dois casos particulares, corrigir a medida de N_{SPT} :

i) silte arenoso, abaixo do nível d'água

$$N_{\text{corrigido}} = 15 + 0,5 (N_{\text{medido}} - 15) \text{ para } N > 15 \quad [2.19]$$

ii) cascalho ou cascalho e areia

$$N_{\text{corrigido}} = 1,25 N_{\text{medido}} \quad [2.20]$$

Pré-adensamento ou pré-carregamento da areia reduz significativamente a magnitude dos recalques observados, sendo que para casos nos quais a tensão vertical efetiva máxima σ'_{vm} não é excedida:

$$\rho = 1/3 q' B^{0,7} I_c \quad [2.21]$$

A Figura 2.11 permite ainda determinar a profundidade de influência sob a fundação, Z_1 , para casos nos quais N_{SPT} é constante ou aumenta com a profundidade. Nos casos em que N_{SPT} decresce com a profundidade, Z_1 deve ser adotado como o menor valor entre $2B$ ou a distância à camada rígida “incompressível” abaixo da fundação. A profundidade de influência define a camada que será afeta-

da pelo carregamento aplicado pela sapata e cujas propriedades controlam o desempenho do elemento de fundação.

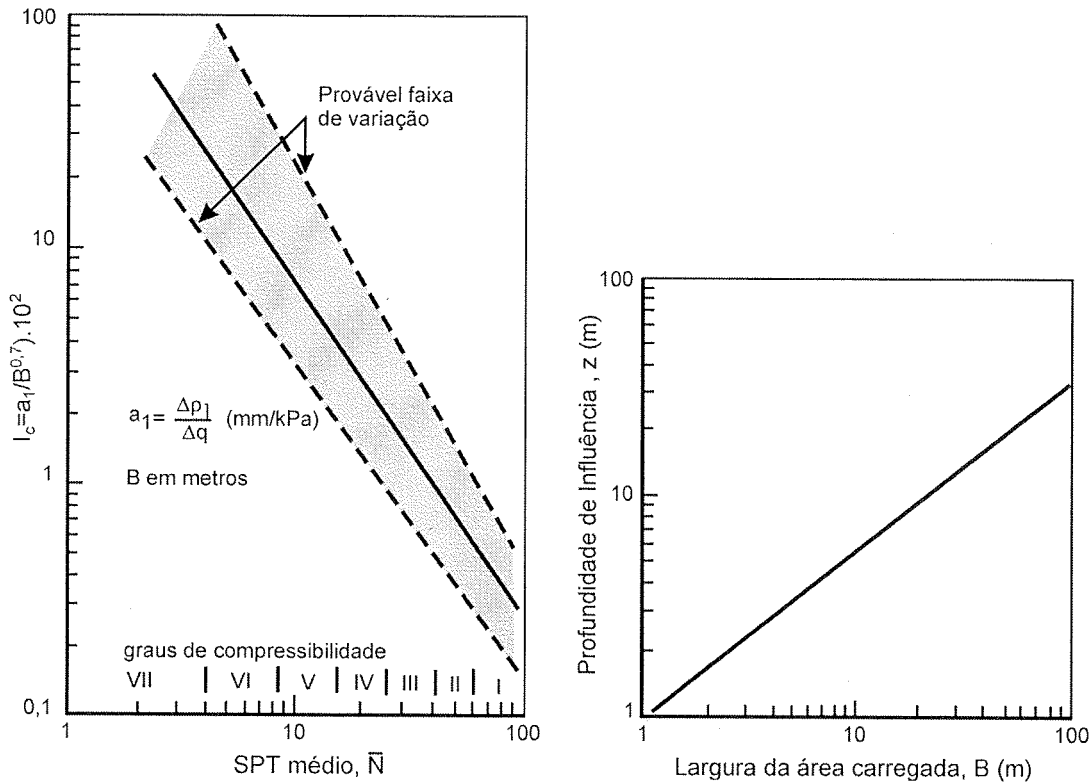


Figura 2.11 Método de Burland & Burbidge (1985)

Milititsky e outros (1982) apresentaram comparações entre resultado de previsões e recalques reais para 12 casos relatados na literatura (Figura 2.12). A dispersão de resultados é evidente; a razão entre recalques medidos e recalques previstos varia entre 0,3 e 2,0. A aplicação de métodos estatísticos de previsão direta de recalques mostrou desempenho pouco satisfatório para os casos analisados, sendo portanto aconselhável o uso de métodos de cálculo mais refinados.

Em depósitos argilosos, os recalques imediatos de fundações superficiais são normalmente determinados a partir da aplicação dos conceitos básicos estabelecidos pela Teoria da Elasticidade. O sucesso desse método depende da previsão adequada do módulo de elasticidade não-drenado, sendo possível utilizar correlações entre E_u e S_u para uma avaliação preliminar, conforme descrito nos itens anteriores. Para solos de baixa resistência o SPT não é técnica recomendável,

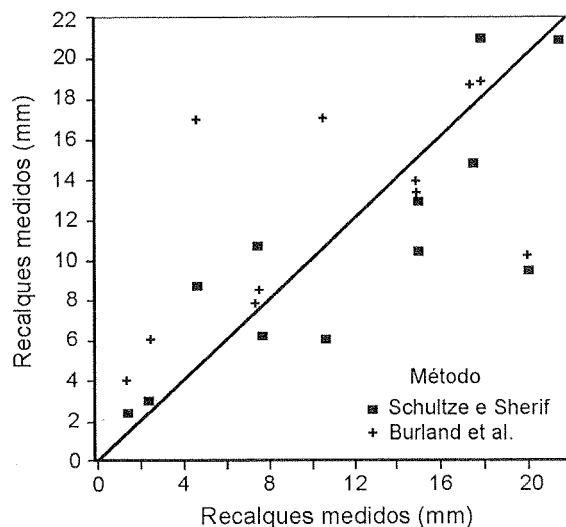


Figura 2.12 Previsão de recalques por métodos estatísticos (adaptado de Milititsky e outros, 1982)

devendo-se utilizar outros ensaios na previsão de S_u . Recalques a longo prazo são calculados pela aplicação da Teoria do Adensamento, sendo para tanto necessário o conhecimento de propriedades obtidas preferencialmente em ensaios de laboratório com amostras indeformadas ou ensaios de piezocone (Capítulo 3).

No caso de solos residuais é necessário avaliar as condições de drenagem do carregamento. O engenheiro deve definir se os recalques resultantes da variação de tensões serão rápidos, predominantemente drenados ou lentos, por adensamento. Não existem formas expeditas para identificar a

condição de drenagem a ser adotada, sendo esta função da sucção *in situ*, permeabilidade, grau de cimentação, estrutura e história de tensões, entre outras.

Em solos estruturados não saturados a prática tem adotado métodos de correlação estatística desenvolvidos para depósitos sedimentares não coesivos, prática ainda não avaliada pelo reduzidíssimo número de casos históricos conhecidos. Para solos saturados com matriz argilosa a prática é variada, incluindo o uso de ensaios de compressão confinada (adensamento) para determinação de módulos.

c) Previsão de capacidade de carga

A carga de ruptura de um elemento de fundação pode ser determinada através de teoria clássica de capacidade de suporte, na qual, postulado um mecanismo de ruptura, calcula-se a pressão última utilizando os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo. Essa abordagem é amplamente utilizada para fundações superficiais (e.g. Terzaghi & Peck, 1967), onde o ângulo de atrito interno do solo é relacionado aos coeficientes de capacidade de carga N_c , N_q e N_γ (ver Figura 2.6).

A teoria de capacidade de suporte aplicada a fundações profundas não é, no entanto, empregada com frequência na prática brasileira, contrariamente à prática inglesa. Sendo o valor de N_q sensível a ϕ' , um erro relativamente pequeno na estimativa de ϕ' representará um erro significativo na estimativa de N_q . Acrescenta-se a isto as dificuldades na estimativa de ϕ' devidas aos efeitos da instalação da estaca. Como alternativa a esse método, difundiu-se, no Brasil, a prática de relacionar medidas de N_{SPT} diretamente com a capacidade de carga de estacas (e.g. Aoki & Velloso, 1975; Decourt & Quaresma, 1978), também difundida internacionalmente (Poulos, 1989). Na experiência do autor, estes métodos constituem ferramentas valiosas à engenharia de fundações. É importante reconhecer que sua validade é limitada à prática construtiva regional e às condições específicas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento. Dada a importância deste procedimento na prática brasileira de fundações, apresenta-se a seguir o detalhamento dos métodos de cálculo. No Capítulo 7 discute-se a validação dos métodos através de um extenso número de relatos de casos.

A interpretação do ensaio SPT é de natureza empírica. O uso dos resultados deve obedecer a critérios estabelecidos pelo projetista, normas, recomendações de especialistas, experiência local e julgamento geotécnico.

Método Estatístico de Aoki & Velloso (1975)

Este método foi originalmente concebido a partir de correlações entre os resultados dos ensaios de penetração estática (cone) e dinâmica (SPT). A teoria para a estimativa da capacidade de carga de estacas é fundamentada no ensaio de penetração estática, porém, através da utilização do coeficiente K, torna-se possível utilizar os resultados de ensaios SPT (K é o coeficiente de conversão da resistência da ponta do cone para N_{SPT}). O coeficiente α expressa a relação entre as resistências de ponta e lateral local do ensaio de penetração estática, segundo Vargas (1977).

A seguinte expressão avalia a capacidade de carga última, ou de ruptura, da estaca:

$$Q_{rup} = a_p \frac{KN_p}{F_1} + P \Sigma \frac{\alpha KN_m}{F_2} \Delta L \quad [2.22]$$

sendo:

ΔL : espessura de cada camada de solo (m)

a_p : área de ponta da estaca

N_p : N_{SPT} próximo à ponta da estaca

P: perímetro da estaca

N_m : N_{SPT} médio para cada ΔL

Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações

Os coeficientes K e α são variáveis dependentes do tipo de solo, assumindo diferentes valores segundo suas características granulométricas (originalmente obtidos a partir de correlações com resultados de ensaios de cone). Os valores são apresentados na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 Valores atribuídos às variáveis K e α

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
areia siltosa	0,80	2,0
areia silto-argilosa	0,70	2,4
areia argilosa	0,60	3,0
areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
silte arenoso	0,55	2,2
silte areno-argiloso	0,45	2,8
silte argiloso	0,23	3,4
silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
argila arenosa	0,35	2,4
argila areno-siltosa	0,30	2,8
argila siltosa	0,22	4,0
argila silto-arenosa	0,33	3,0

F_1 e F_2 são coeficientes de correção das resistências de ponta e lateral, respectivamente, levando em conta diferentes comportamentos entre a estaca (protótipo) e o cone estático (modelo), cujos valores são apresentados na Tabela 2.11.

Para determinar a carga admissível faz-se uso de um fator de segurança global, sobre a carga de ruptura calculada como $Q_{adm} = \frac{Q_{rup}}{FS}$, seguindo-se recomendações da Norma Brasileira NBR 6.122/96.

Tabela 2.11 Valores atribuídos às variáveis F1 e F2

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	5
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada concreto	1,75	3,5
Escavada*	3,5	7,0

* F1 e F2 segundo Velloso, Aoki e Salamoni (1978)

Método Estatístico de Decourt & Quaresama (1978)

Segundo os próprios autores, o método apresenta um processo expedito para a estimativa da capacidade de carga de ruptura baseado exclusivamente em resultados de ensaios SPT. Desenvolvido para estacas pré-moldadas de concreto, foi estendido posteriormente para outros tipos de estacas – escavadas em geral, hélice contínua e injetadas. A expressão proposta é a seguinte:

$$Q_{rup} = \alpha K N_p a_p + P\beta \Sigma 10 \left(\frac{N_m}{3} + 1 \right) \Delta L \quad [2.23]$$

sendo K o coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor N_p em função do tipo de solo. Os valores determinados experimentalmente considerando os resultados de 41 provas de carga em estacas pré-moldadas de concreto são mostradas na Tabela 2.12. Valores atribuídos aos coeficientes α e β , sugeridos para os diversos tipos de estacas são apresentados nas Tabelas 2.13 e 2.14 (Quaresma e outros, 1996).

Tabela 2.12 Valores atribuídos à variável K

Tipo de solo	K (kN/m ²)
Argilas	120
Siltos argilosos (solos residuais)	200
Siltos arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

Tabela 2.13 Valores atribuídos ao coeficiente α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Continua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0 ⁺	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,0*
Solos Intermediários	1,0 ⁺	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	1,0 ⁺	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,0*

+ universo para o qual a correlação original foi desenvolvida

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Tabela 2.14 Valores atribuídos ao coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Continua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0 ⁺	0,80	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos Intermediários	1,0 ⁺	0,65	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	1,0 ⁺	0,50	0,60*	1,0*	1,5*	3,0*

+ universo para o qual a correlação original foi desenvolvida

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Deve-se notar que na rotina denominada SPT-T é possível definir um valor de N equivalente, N_{eq} :

$$N_{eq} = \frac{T}{12} \quad [2.24]$$

sendo T o torque medido em KNm. O valor de N_{eq} pode ser utilizado, segundo Decourt (1991), de forma análoga ao valor de N correspondente ao SPT tradicional na estimativa da capacidade de carga de estacas.

Coefficientes determinados estatisticamente e aplicados ao estabelecimento de um modelo são afetados pelos procedimentos de ensaio (tipo de prova de carga), definição de ruptura na prova de carga, procedimentos construtivos e seus efeitos na propriedade e condições do subsolo. A utilização de métodos de estimativa de capacidade de carga estabelecidos em condições diferentes, como a transposição para a América do Sul de métodos europeus ou americanos baseados em SPT ou cone, devem ser validados localmente por provas de carga com resultados conclusivos.

Aspectos relevantes a serem considerados quando da aplicação dos métodos de correlação direta:

a) Tipo de Estaca - a mobilização do atrito lateral no fuste da estaca é função do tipo de estaca e método de instalação. No Brasil, bem como em outros países da América do Sul, são raros os casos relatados na literatura de provas de carga instrumentadas, principalmente em estacas escavadas, que permitam inferir a distribuição do atrito ao longo do fuste da estaca. A adoção de coeficientes empíricos para caracterizar a influência do tipo de estaca deve ser utilizada com precaução e sempre que necessário validados através de provas de carga.

b) Tipo de Solo - critérios subjetivos são utilizados na descrição do tipo de solo, que a seguir é correlacionado a coeficientes empíricos usados na previsão de capacidade de carga de estacas. Fatores importantes e determinantes do comportamento dos solos, como a história de tensões, são desprezados neste tipo de metodologia, e certamente influem no desempenho.

c) Profundidade - valores de N_{SPT} dependem da influência de duas variáveis: densidade e nível de tensões. Um valor de $N_{SPT} = 10$ obtido próximo à superfície corresponde a um solo cujo comportamento difere consideravelmente de outro com o mesmo N_{SPT} , porém obtido a grande profundidade. Os métodos estatísticos não consideram diretamente a influência da profundidade, i.e. do nível de tensões.

d) Penetração da ponta da estaca na camada resistente - valores elevados de N_{SPT} na camada onde a estaca se apoia, sem penetração adequada, conduzem a valores irrealistas de resistência de ponta estimados.

2.7 Considerações finais

As principais conclusões decorrentes do uso e interpretação do SPT são listadas a seguir:

1) O ensaio de SPT constitui a investigação mais utilizada na prática corrente da geotecnia, especialmente em fundações, e a tendência observada deve ser mantida no futuro próximo, devido à simplicidade, economia e experiência acumulada.

2) O avanço do conhecimento deve ser necessariamente incorporado à prática de engenharia. Para tanto é mandatório o uso de metodologia e equipamentos padronizados, com a avaliação da energia transmitida ao amostrador.

3) O treinamento de pessoal e a supervisão durante a realização do ensaio constitui um desafio permanente, mesmo com o acréscimo de custo, para que os resultados sejam representativos e confiáveis.

4) Uma vez atendidas as recomendações anteriores, pode-se aplicar as metodologias apresentadas no presente trabalho para estimativa de parâmetros de comportamento dos solos e previsão de desempenho de fundações, resguardadas as limitações apresentadas.

5) Do ponto de vista da prática de engenharia de fundações, os valores médios de penetração podem servir de indicação qualitativa à previsão de problemas; por exemplo, N_{SPT} superiores a 30 indicam em geral solos resistentes e estáveis sem necessidade de estudos geotécnicos mais elaborados para a solução de casos correntes. Solos com N_{SPT} inferiores a 5 são compressíveis e poucos resistentes, e não devem ter a solução produzida com base única nestes ensaios, mesmo porque nesta faixa de variação (0-5) os mesmos não são representativos.

2.8 Referências bibliográficas

- AOKI, N. & VELLOSO, D.A. "An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles", in: V Cong. Panamericano Mec. Solos e Eng. Fund., Buenos Aires, 1975.
- ASTM - D1586-58. *Standard Method for Penetration Test and Split Barrel Sampling of Soils*. American Society for Testing and Materials, 1958.
- ASTM - D1586-67. *Standard Method for Penetration Test and Split Barrel Sampling of Soils*. American Society for Testing and Materials, 1974.
- ASTM - D4633-86. *Standard Test Method for Stress Wave Energy Measurement for Dynamic Penetrometer Testing Systems*. American Society for Testing and Materials, 1986.
- BARTON, M.E. , COOPER, M.R. & PALMER, S.N. "Diagenetic Alteration and Micro-structural Characteristics of Sands: Neglected Factors in the Interpretation of Penetration Tests", in: Proc. I.C.E. Conf. on Penetration Testing in the U.K. Londres: Thomas Telford, 1989.
- BAZARRA, A.R.S.S. *Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlement of Shallow Foundations on Sand*. Chicago: Univ. of Illinois, 1967.
- BEGEMANN, H.K.S. Ph. & DE LEEW, E.H. "Current Practice of the Sampling of Sandy Soils in the Netherlands - State-of-the Art Report", in: Proc. Int. Symp. of Soil Sampling, ISSMFE Sub-committee on Soil Sampling, Jap. Soc. SMFE. Cingapura, 1979.
- BELICANTA, A. *Avaliação dos Fatores Intervenientes no Índice de Resistência à Penetração do SPT*. São Carlos: USP, 1998. (Tese)
- BELICANTA, A., ALVIN, F.M., NAVAJA, S.S. & RAMIRES SOBRINHO, R. "Métodos Para Medida de Energia Dinâmica no SPT", in: *Solos e Rochas*, 17, 2, 93-110. São Paulo: ABMS, 1984.
- BELICANTA, A., DIONISI, A., MACHADO, J.R.A., ALVIN, F.M., RAMIRES SOBRINHO, R., NAVAJA, S.S. & TACHIBANA, L.S. "Medida de Energia Dinâmica do SPT: sistema IPT", in: X Cong. Bras. Solos Eng. Fund. Rio de Janeiro, 1994.
- DECOURT, L. e QUARESMA FILHO, A. "Practical Applications of Standard Penetration Test Complemented by Torque Measurements, SPT-T; Present stage and future trends", in: Proc. XIII Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg., 1, 143-146. Índia, 1994.
- DIKRAN, S.S. *Some Factors Affecting the Dynamic Penetration Resistance of a Saturated Fine Sand*. University of Surrey, 1983.

- DIN 4094, Part 2. *Dynamic and Static Penetrometers: Application and Evaluation*. Berlim, 1980.
- GIBBS, H.J. & HOLTZ, W.G. "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing", in: Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg., 1, 35-39. Londres, 1957.
- HOLUBEC, I. & D'APPOLONIA, E. "Effect of particle shape on the engineering properties of granular soils", in: ASTM SPT 523, 304-318, 1973.
- IRTP/ISSMFE. "Standard Penetration Test (SPT): International Reference Test Procedure", in: Proc. 1st European Symp. on Penetration Testing (ESOPT 1), Vol 1. 3-26, 1988.
- IRELAND, H.O., MORETTO, O. & VARGAS, M. "The dynamic penetration test: a standard that is not standardized." *Geotechnique*, 20, 2, 185-192, 1970.
- JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C.C.; GERMAINE, J.T. & LANCELLOTTA, R. "New Developments in Field and Laboratory Testing Soils", in: Proc. XI Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg., 57-153. San Francisco, 1985.
- JAMIOLKOWSKI, M., GUIONNA, V.N. & LANCELLOTTA. "New Correlations of Penetration Tests for Design Practice", in: Proc. Eur. Symp. on Penetration Testing ISOPT I, 1, 263-296. Orlando, 1988.
- KOVACS, W.D. & SALOMONE, L.A. "SPT Hammer Energy Measurement", in: Journal. Geot. Eng. Div., Proc., GT7, 108, 974. New York: ASCE, 1982.
- KOVACS, W.D. & SALOMONE, L.A. *Field evaluation of SPT energy equipment and methods in Japan compared with the SPT in the United States*. US Department of Commerce, National Bureau of Standards, Report NBSIR 84-2910, 1984.
- LACROIX, Y. & HORN, H.M. "Direct Determination and Indirect Evaluation of Relative Density and its Use on Earthworks Construction Projects", in: ASTM SPT 523, 251-280, 1973.
- LEACH, B.A. & THOMPSON. "The Design and Performance of Large Diameter Bored Piles in Weak Mudstone Rocks", in: Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Engg., 3, 101-108. Brighton, 1979.
- LIAO, S. & WHITMAN, R.V. "Overburden Correction Factors for SPT in Sand", in: Proc. J. Geotech. Engg. Div., 112, 3, 373-377. New York: ASCE, 1985.
- MALLARD, D.J. "Testing for Liquefaction Potential", in: Proc. NATO Workshop and Seismicity and Seismic Risk in the Offshore North Seas Area, Utrecht, 289 -302, Reidel, Dordrecht, 1983.
- MARCUSON, W.F. & BIEGANOUSKY, W.A. "Laboratory Standard Penetration Tests on Fine Sands", in: *Journ. Geot. Engng.*, Div., Vol. 103, GT, 565-580. New York: ASCE, 1977.

- MEYERHOF, G.G. "Discussion on Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration", in: Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg., 3, 110. Londres, 1957.
- MILITITSKY, J., CLAYTON, C.R.I., TALBOT, J.C.S. & DIKRAN, S. "Previsão de Recalques em Solos Granulares Utilizando Resultados de SPT: Revisão Crítica", in: Proc. 7th Conf. Bras. Mec. Solos Eng. Fund., 133-150. Recife, 1982.
- MILITITSKY, J. & SCHNAID, F. "Uso do SPT em Fundações - Possibilidades e Limitações, Avaliação Crítica", in: XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Vol. 6., 125-138. Tucuman, Argentina, 1995.
- MITCHELL, J.K., GUZIKOWSKI, F. & VILET, W.C.B. *The measurement of soil properties in situ, present methods - their applicability and potencial*. U.S. Dept. of Energy Report, Dept. of Civil Engineering, Berkeley: Univ. of California, 1978.
- MORETO, O. *Discussion de panel*, 2 CPASEF, 2, 555. São Paulo, 1963.
- NBR 6484. *Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos*. NBR. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1980.
- NBR 7250. *Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento*. NBR. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1982.
- PECK, R.B., HANSON, W.F. & THORNBURN, T.H. *Foundation Engineering*. New York: Wiley, 1953.
- POULOS, H.G. "Pile behaviour - theory and application. 29th Rankine Lecture", in: *Geotechnique*, 39, 3, 363-416, 1989.
- QUARESMA, A.R.; DECOURT, L.; QUARESMA FILHO, A.R.; ALMEIDA, M.S.S. & DANZINGER, F. "Investigações Geotécnicas", in: *Fundações: Teoria e Prática*. São Paulo: Editora Pini, 1996.
- RANZINI, S.M.T. SPTF. *Revista Solos e Rochas*, Vol 11, 29-30. São Paulo: ABMS, 1988.
- RODIN, S., CORBETT, B.O., SHERWOOD, D.E. & THORNBURN, S. "Penetration testing in United Kingdom", in: Proc. 1st European Symp. on Penetration Testing (ESOPT 1), Vol 1. 139-146, 1974.
- SCHMERTMANN, J.H. & PALACIOS, A. "Energy dynamics of SPT", in: Journ. Geot. Engg. Div., gtb, 105, pp 909-926. New York: ASCE, 1979.
- SCHNAID, F. "Considerações Sobre o Uso do Ensaio SPT na Engenharia de Fundações", in: Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Vol 4, 111-124. Montevideo, 1993.
- SCHNAID, F. & HOULSBY, G.T. "Measurement of the properties of sand in a calibration chamber by the cone pressuremeter test", in: *Geotechnique*, Vol.42, N^o 4, 587-601, 1994.

- SCHULTZE, E. & MENZENBACK, E. "Stand Penetration Test and Compressibility of Soils", in: Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng., 1, 527-532. Paris, 1961.
- SCHULTZE, E. & SHERIF, G. "Prediction of Settlements from Evaluated Settlement Observations for Sand", in: Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng., 1, 3, 225-230. Moscou, 1973.
- SEED, H.B., TOKIMATSU, K., HARDER, L.F. & CHUNG, R.M. "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations", in: Journ. Geot. Engng., 1425-1445. New York: ASCE, 1985.
- SEROTA, S. & LOWTHER, G. *SPT Practice Meets Critical Review, Ground Engineering*, 6, 1, 20-23. 1973.
- SKEMPTON, A.W. "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation", in: *Géotechnique*, 36, 3, 425-447, 1986.
- STROUD, M.A. "The Standard Penetration Test in Insensitive Clays and Soft Rocks", in: Proc. Eur. Symp. on Penetration Testing. (ESPT I), 367-375. Birmingham, 1974.
- STROUD, M.A. "The Standard Penetration Test - Its Application and Interpretation", in: Proc. I.C.E. Conf. on Penetration Testing in the UK. Londres: Thomas Telford, 1989.
- STROUD, M.A. & BUTLER, F.G. "The Standard Penetration Test and the Engineering Properties of Glacial Materials", in: Proc. Symp. on Engineering Properties of Glacial Materials, Millands Geotechnical Society, 117-128. Birmingham, 1975.
- SUTHERLAND, H.B. "The use of *in situ* tests to estimate the allowable bearing pressure of cohesionless soils." *The Structural Engineer*, 41, 3, 85-92, 1963.
- TERZAGHI, K. & PECK, R.B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York: John Wiley, 1967.
- VELLOSO, D.A. & LOPES, F.R. *Fundações*. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1996.
- ZOLKOV, E. & WISEMAN, G. "Engineering Properties of Dune and Beach Sands and the Influence of Stress History", in: Proc. 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engg., 1, 134-138. Montreal, 1965.

Ensaaios de Cone (CPT) e Piezocone (CPTU)

No momento atual, do contínuo desenvolvimento da Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, observa-se uma melhora notável na diversidade e qualidade de ensaios de campo disponíveis para caracterização do subsolo e medição de propriedades de comportamento... [Entretanto] a interpretação dos resultados é complexa e imprecisa, devido tanto ao comportamento do solo como às condições de contorno do ensaio realizado.

Peter Wroth, 1984

Os ensaios de cone e piezocone, conhecidos pelas siglas CPT (Cone Penetration Test) e CPTU (Piezocone Penetration Test) respectivamente, vêm se caracterizando internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica. Resultados de ensaios podem ser utilizados para determinação estratigráfica de perfis de solos, determinação de propriedades dos materiais prospectados, particularmente em depósitos de argilas moles, e previsão da capacidade de carga de fundações.

As primeiras referências ao ensaio remontam à década de 1930 na Holanda (Barentsen, 1936; Boonstra, 1936), consolidando-se a partir da década de 1950 (e.g. Begemann, 1963; 1965). Relatos detalhados do estado do conhecimento, enfocando aspectos diversos da prática de engenharia, podem ser encontrados em Meigh (1987) e Lunne e outros (1997), além de conferências específicas dedicadas

ao tema: ESOPT I e II - Conferências Européias de Ensaio de Penetração; ISOPT I - Conferência Internacional de Ensaio de Penetração; CPT' 95 - Conferência em Ensaio de Cone Penetrometria; ISC' 98 - Simpósio Internacional de Caracterização do Subsolo.

No Brasil, o ensaio de cone é empregado desde o final da década de 1950; a experiência brasileira limitava-se porém a um número relativamente restrito de casos com a possível exceção de projetos de plataformas marítimas para prospecção de petróleo. Essa tendência foi revertida na década de 1990, observando-se um crescente interesse comercial pelo ensaio de cone, impulsionado por pesquisas desenvolvidas nas universidades brasileiras, conforme descrito por Rocha Filho e Schnaid (1995) e Quaresma e outros (1996). São inúmeros os exemplos de pesquisas e relatos de casos que refletem a prática brasileira (Rocha Filho e Alencar, 1985; Soares e outros, 1986; Danzinger e outros, 1989; Rocha Filho e Sales, 1994; Almeida, 1996; Brugger e outros, 1997; Coutinho & Oliveira, 1997; Danzinger e outros, 1997; Schnaid e outros, 1997; Soares e outros, 1997).

O princípio do ensaio de cone é bastante simples, consistindo na cravação no terreno de uma ponteira cônica (60° de ápice) a uma velocidade constante de 20mm/s. A seção transversal do cone é normalmente de 10 cm², podendo atingir 15 cm² para equipamentos mais robustos, de maior capacidade de carga. Enquanto os procedimentos de ensaio já são padronizados, há diferenças entre equipamentos, que podem ser classificados em três categorias: (a) o **cone mecânico**, caracterizado pela medida na superfície, com a transferência mecânica pelas hastes, dos esforços necessários para cravar a ponta cônica q_c e o atrito lateral f_s ; (b) o **cone elétrico**, cujas células de carga instrumentadas eletricamente permitem a medida de q_c e f_s diretamente na ponteira; e (c) o **piezocone**, que além das medidas elétricas de q_c e f_s , permite a contínua monitoração das pressões neutras u geradas durante o processo de cravação.

O equipamento de cravação consiste de uma estrutura de reação sobre a qual é montado um sistema de aplicação de cargas. Sistemas hidráulicos são normalmente utilizados para essa finalidade, sendo o pistão acionado por uma bomba hidráulica acoplada a um motor à combustão ou elétrico. Uma válvula reguladora de vazão possibilita o controle preciso da velocidade de cravação durante o ensaio. A penetração é obtida através da cravação contínua de hastes de comprimento de 1m, seguida da retração do pistão hidráulico para posicionamento de nova haste.

O conjunto pode ser montado sobre um caminhão, utilitário ou reboque, cuja capacidade varia entre 10 e 20 toneladas (100 e 200 kN). A reação aos esfor-

ços de cravação é obtida pelo peso próprio do equipamento e/ou através de fixação ao solo de hélices de ancoragem manual.

Sistemas automáticos de aquisição de dados são usualmente empregados em ensaios de cone. Programas computacionais simples permitem o gerenciamento do processo de aquisição e armazenamento das medidas *in situ*, através da interação entre um conversor analógico/digital (“datalogger”) e um computador. É recomendável o uso de um gatilho automático que, posicionado entre a haste de cravação e o pistão hidráulico, fecha o circuito elétrico ao princípio da cravação e desencadeia o início das leituras. Assim, não há interferência do operador na aquisição de dados de ensaio.

Em conclusão, os principais atrativos do ensaio são o registro contínuo da resistência à penetração, fornecendo uma descrição detalhada da estratigrafia do subsolo, informação essencial à composição de custos de um projeto de fundações, e a eliminação de qualquer influência do operador nas medidas de ensaio (q_c , f_s , u).

3.1 Padronização

As dificuldades inerentes à comparação de resultados obtidos com diferentes equipamentos levaram à padronização dos ensaios pela ASTM (1979), ISSMFE (1977, 1989) e ABNT MB-3.406 (1991). Recomendações quanto a terminologia, dimensões, procedimentos, precisão de medidas e apresentação de resultados são estabelecidas nestas normas. Os métodos de análise e interpretação de resultados apresentados neste capítulo referem-se unicamente a ensaios realizados segundo o padrão internacional. A velocidade de cravação deve ser de $20\text{mm/s} \pm 5\text{mm/s}$, o diâmetro da luva de atrito deve ser igual ou maior que o diâmetro do cone (sem exceder a 0,35mm), a ponteira deve ter ângulo de 60° e rugosidade menor que 0,001mm.

A geometria típica de um cone é mostrada na Figura 3.1; uma foto dos principais componentes do equipamento é apresentada na Figura 3.2 para ilustrar os detalhes de montagem do conjunto. O piezocone desmontado permite visualizar o elemento poroso e o conjunto de células de carga referentes à ponta cônica, luva de atrito e transdutor de pressão. Fotos ilustrativas de sistemas de cravação são mostradas na Figura 3.3.

O ensaio de piezocone é hoje uma das mais importantes ferramentas de investigação geotécnica.

Seu uso é recomendado principalmente em depósitos de solos compressíveis e de baixa resistência. A precisão do equipamento possibilita estimativas realistas das propriedades do solo, justamente em condições nas quais outras técnicas de ensaio mostram-se inadequadas.

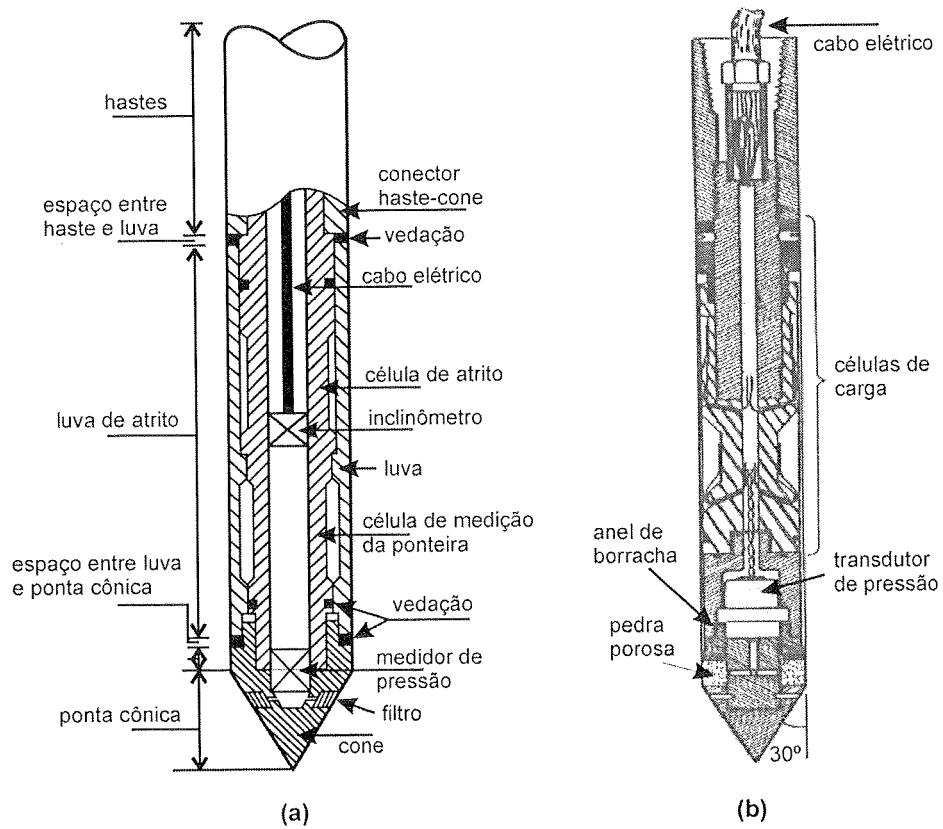


Figura 3.1 Ilustração da geometria típica de um cone (a) Lunne e outros (1997) e (b) Ortigão (1995)

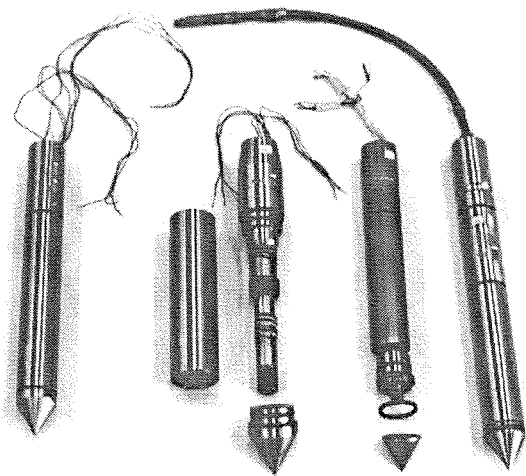


Figura 3.2 Principais componentes do equipamento.

Um aspecto importante do piezocone é a falta de consenso quanto à localização do elemento filtrante para registro das poro-pressões durante a cravação (Robertson e outros, 1992; Chen e outros, 1994; Danziger e outros, 1996; Schnaid e outros, 1996). A escolha de uma posição em particular - ponta (u_1), base (u_2) ou luva (u_3) do cone, dependerá da aplicação dada às poro-pressões registradas no ensaio. Sabe-se porém que as medidas de resistência à penetração são influenciadas pelo

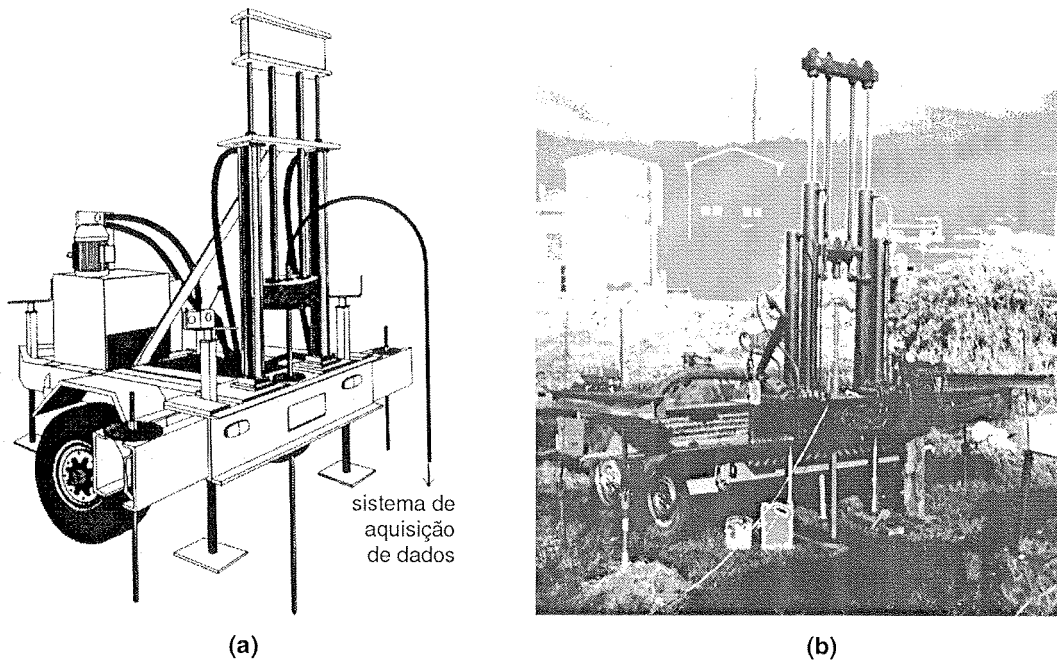


Figura 3.3 Sistemas de cravação do cone (a) ilustração do reboque da COPPE/RJ (Danzinger, 1998) e (b) operação do reboque da UFRGS .

efeito de poro-pressões atuando em áreas desiguais da geometria do cone (Figura 3.4), necessitando-se conhecer as pressões neutras medidas na base do cone, u_2 , para calcular a resistência real mobilizada no ensaio, q_t (Campanella e outros, 1982; Jamiolkowski e outros, 1985):

$$q_t = q_c + (1 - a) u_2 \quad [3.1]$$

sendo $a = A_n/A_t$. O coeficiente a é facilmente determinado através de calibração, conforme ilustrado na Figura 3.4.

Analogamente à correção de q_c , o atrito lateral pode ser corrigido segundo a expressão:

$$f_t = f_s - \frac{u_2 A_{sb}}{A_l} + \frac{u_3 A_{st}}{A_l} \quad [3.2]$$

sendo f_t = atrito lateral corrigido

A_{sb} , A_{st} = áreas da base e topo da luva de atrito, respectivamente

A_l = área lateral da luva de atrito

A aceitação do piezocone, em nível internacional, reside principalmente no potencial do ensaio para caracterizar o perfil do subsolo, identificando inclusive camadas drenantes de pequena espessura.

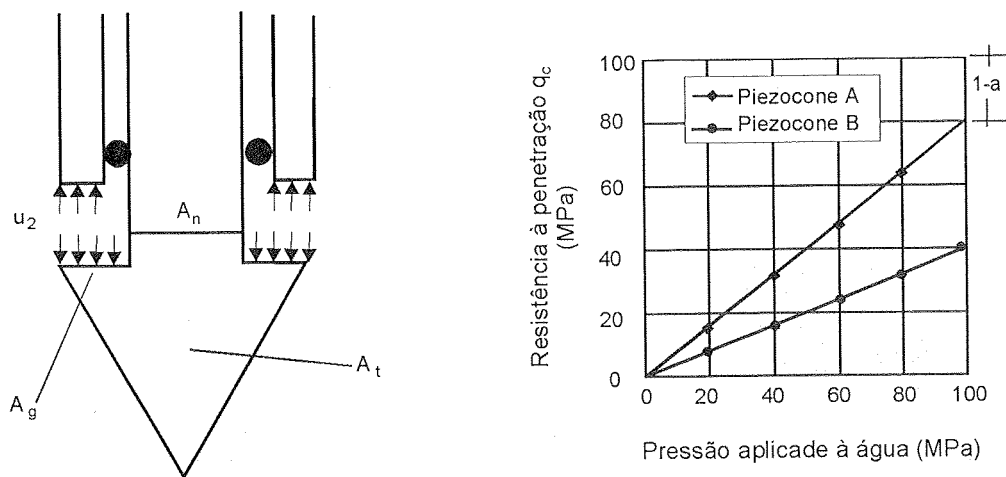


Figura 3.4 Correções aplicadas às medidas de ensaios de piezocone

É fundamental observar a correção da resistência de ponta em todos os ensaios onde há monitoramento das poro-pressões durante a cravação, especialmente para a determinação de propriedades de argilas moles (ver item 3.3). A correção do atrito lateral não é, segundo a experiência do autor, utilizada na prática de engenharia, até porque u_3 é raramente medido.

Saturação do piezocone

Não há diferenças significativas nos procedimentos de ensaio utilizando CPT e CPTU, exceto pelo procedimento necessário à saturação do piezocone. O fluido de saturação pode ser água deairada, óleo de silicone ou óleo de glicerina (Robertson & Campanella, 89; Danzinger, 1990; Larson, 1992), havendo ainda experiências bem sucedidas com o uso de óleo mineral (Soares, 1997). O uso de água pode acarretar dificuldades de manutenção da saturação do elemento poroso durante a cravação do piezocone acima do nível do lençol freático.

A saturação do piezocone é obtida através da aplicação de vácuo, em câmara de calibração, onde se encontra a pedra porosa imersa no fluido por um período de 2 a 3 horas. Respostas imediatas a aplicações de incrementos de tensões na câmara indicam a completa saturação do sistema. Este processo é usualmente realizado em laboratório previamente à execução do ensaio, mantendo-se a pedra porosa em imersão até o momento da cravação.

3.2 Resultados de ensaios

Apresentam-se nesta seção resultados típicos de ensaios de cone e piezocone, com o objetivo de demonstrar as formas convencionais de apresentação dos resultados e familiarizar o leitor com a interpretação das informações obtidas no ensaio.

No caso do CPT, as grandezas medidas são a resistência de ponta q_c e o atrito lateral f_s , sendo a razão de atrito $R_f (= f_s/q_c)$ o primeiro parâmetro derivado do ensaio, utilizado para a classificação dos solos. Valores de medidas contínuas de q_c , f_s e R_f são plotados ao longo da profundidade na Figura 3.5, na qual apresenta-se o resultado típico de um ensaio CPT. O ensaio foi realizado na costa de Florianópolis (“nearshore”), para a construção do aterro hidráulico da Via Expressa Sul, objetivando a determinação da estratigrafia do depósito de forma a [a] orientar o projeto quanto à cubagem de areia disponível para dragagem e [b] localizar depósitos argilosos de intensa vida marítima, evitando sua perfuração.

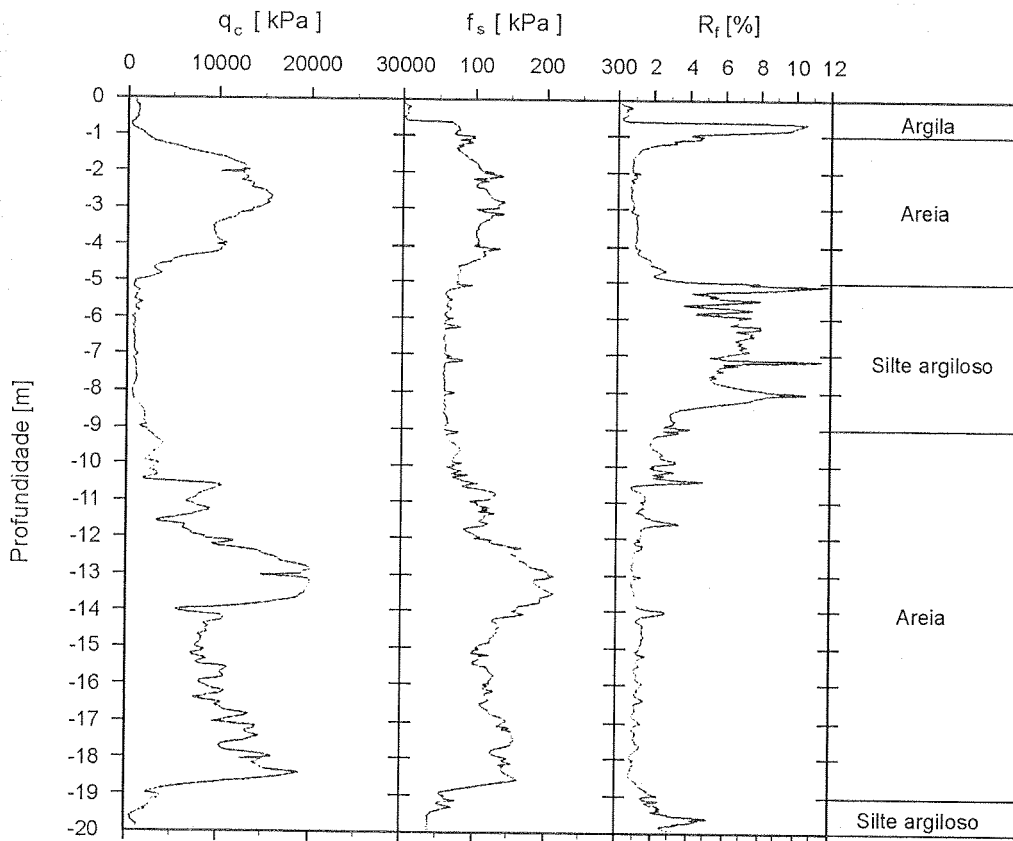


Figura 3.5 Ensaio CPT típico em solo sedimentar estratificado

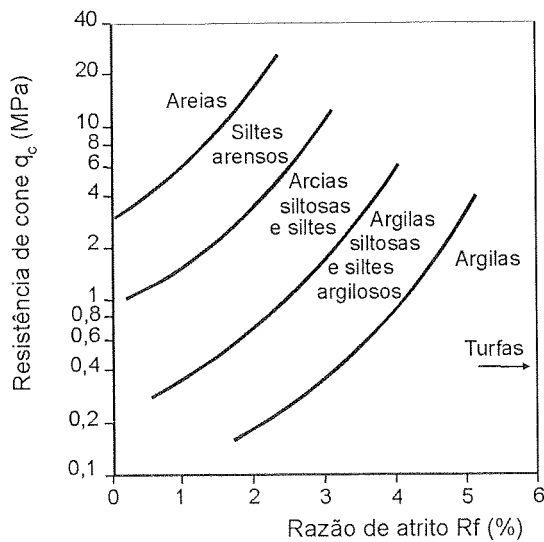


Figura 3.6 Ábaco para classificação do tipo de solo sedimentar (Robertson & Campanella, 1983).

Identifica-se no perfil uma estratigrafia bastante variável composta de estratos de areia, argila e silte-argiloso. Note-se que as camadas de areia são identificadas por valores de q_c relativamente elevados (10 a 20 MPa) combinados a valores de R_f da ordem de 1%. As camadas de argila caracterizam-se por um padrão oposto, com baixos valores de q_c e razões de atrito acima de 5%. A classificação do tipo de solo pode ser obtida através de procedimentos gráficos que relacionam diretamente $q_c \times R_f$ (Begemann; 1965; Sanglerat, 1972; Shemertmann, 1978; Douglas & Olsen, 1981), conforme ilustrado na Figura 3.6.

No caso do piezocone, as informações qualitativas do CPT são complementadas através de medidas de poro-pressões geradas durante o processo de cravação. Neste caso utiliza-se um novo parâmetro de classificação dos solos, B_q :

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad [3.3]$$

sendo u_0 a pressão hidrostática e σ_{v0} a tensão vertical *in situ*.

As medidas contínuas de resistência ao longo da profundidade, associadas à extrema sensibilidade observada na monitoração das poro-pressões, possibilita a identificação precisa de camadas de solos, podendo-se por exemplo detectar camadas drenantes delgadas de poucos centímetros de espessura.

O exemplo típico de um perfil de piezocone é apresentado na Figura 3.7, na qual as medidas contínuas de q , R_p , u_0 , u e B_q são plotadas ao longo da profundidade. Identifica-se, com clareza, a existência de uma camada de argila mole de

aproximadamente 15 metros de espessura, caracterizada por baixos valores de q_t e geração significativa de excesso de poro-pressões ($u \sim q_t$, e $B_q \sim 1$). A ocorrência de uma lente de areia de pequena espessura à profundidade de 5,5 m é detectada pelo aumento pontual de q_t e $\Delta u=0$.

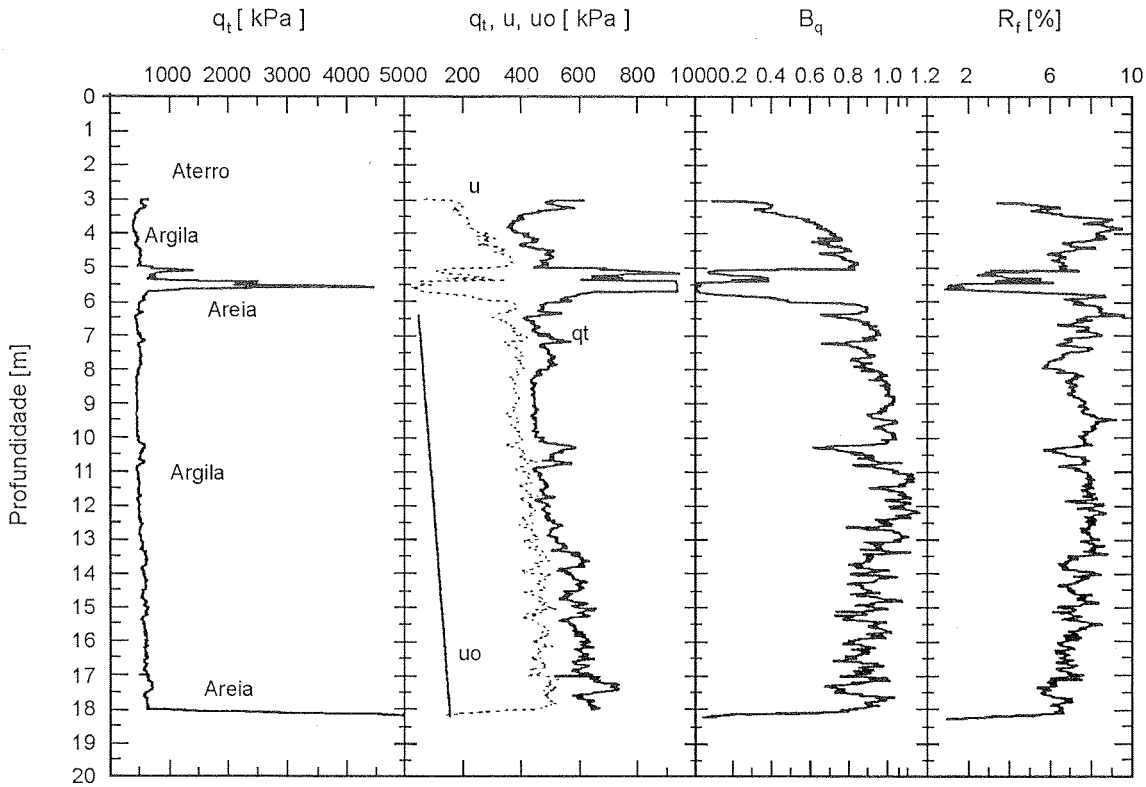
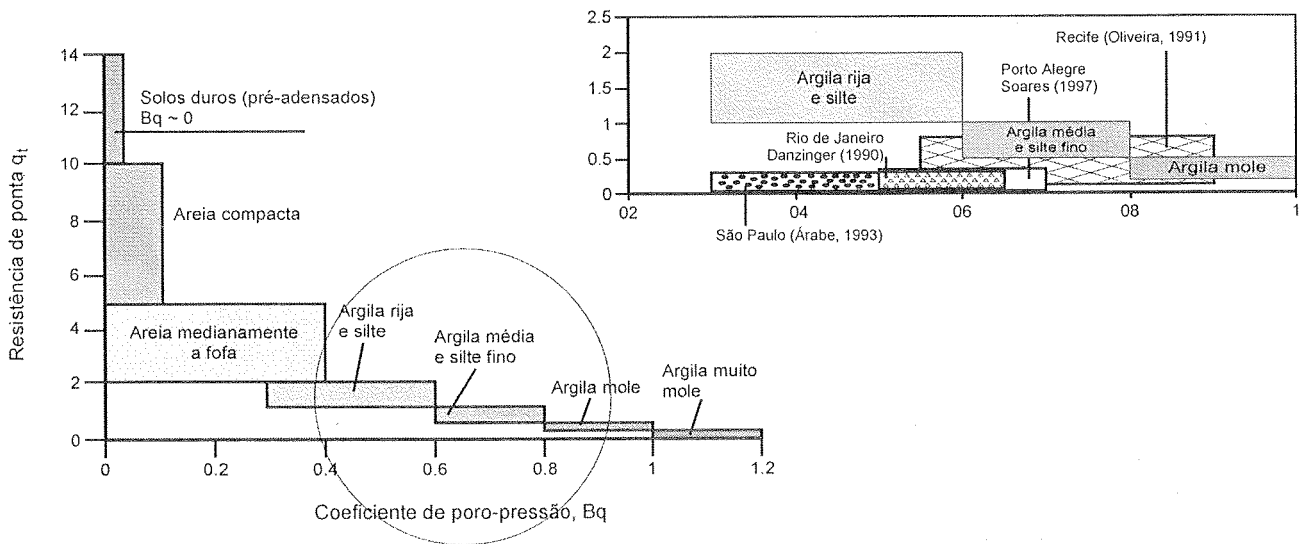


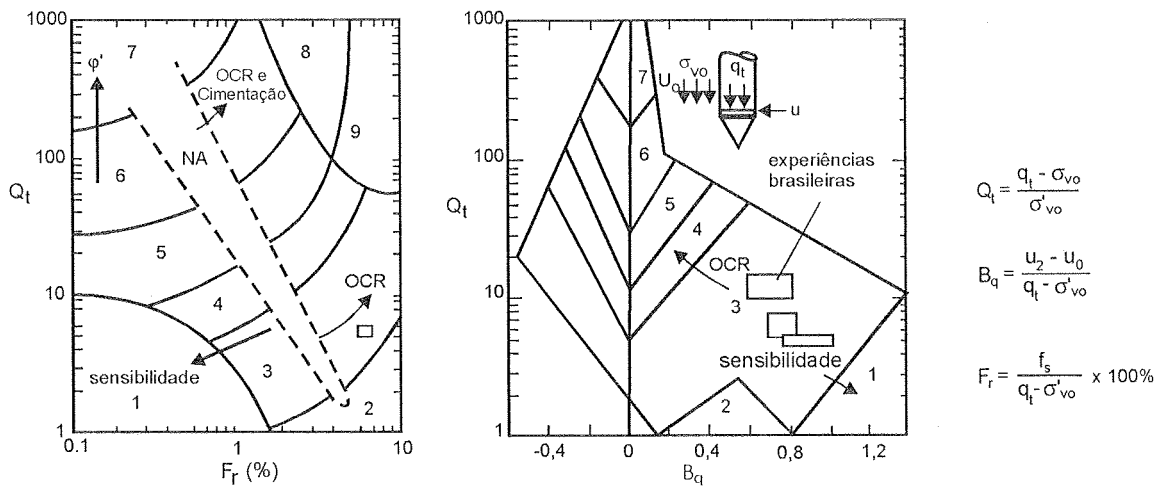
Figura 3.7 Resultado de um ensaio de piezocone na BRI01 em Santa Catarina

Diversos autores apresentaram propostas de classificação dos solos a partir de resultados de piezocone, estando algumas proposições consagradas na prática de engenharia (Senneset & Janbu, 1984; Robertson e outros, 1986). Conforme ilustrado na Figura 3.8, as metodologias de classificação sugerem relacionar $q_t \times B_q$ como indicativo do tipo de solo; as correlações apresentadas são em geral satisfatórias para a classificação de solos sedimentares brasileiros (Quaresma e outros, 1996; Soares e outros, 1997), porém não foram ainda testadas de forma sistemática em solos residuais.

Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações



(a) Senneset & Jambu (1984) - incluindo a experiência brasileira -



Zona	Comportamento do solo
1	Solo fino sensível
2	Material orgânico
3	Argila
4	Argila siltosa – argila
5	Silte argiloso – argila siltosa
6	Silte arenoso – silte argiloso

Zona	Comportamento do solo
7	Areia siltosa – silte arenoso
8	Areia – areia siltosa
9	Areia
10	Areia grossa – areia
11	Solo fino duro
12	Areia – areia argilosa (cimentação)

(b) Robertson e outros (1986) - incluindo a experiência brasileira -

Figura 3.8 Sistemas de classificação das argilas utilizando ábacos $q_t \times B_q$ (incluindo a prática brasileira)

3.3 Métodos de interpretação

O estado de tensões e deformações gerado ao redor de um cone durante a cravação é bastante complexo e a análise destas condições de contorno só é possível adotando-se hipóteses simplificadoras ou métodos semi-empíricos de interpretação. A variedade de abordagens é considerável, podendo ser assim distribuídas:

- Método de equilíbrio limite
(Terzaghi, 1943)
- Método de Expansão de Cavidade
(Vésic, 1977, Salgado e outros, 1996)
- Método de Penetração Contínua
(Battaglio e outros, 1986)
- Métodos Numéricos
(Houlsby & Teh, 1988; Sandven, 1990; Whittle & Aubeny, 1993)
- Método de Trajetória de Deformações
(Baligh, 1985; Houlsby & Teh, 1988)
- Método Empíricos
(De Ruiter, 1982; Lunne e outros, 1985; Aas e outros, 1986)

Sem intenção de revisar estas abordagens, procura-se apenas apresentar os métodos rotineiros de cálculo adotados na previsão de parâmetros geotécnicos. Para isto, identificam-se as potencialidades de uso do CPT e CPTU (Tabela 3.1) e os parâmetros geotécnicos passíveis de obtenção (Tabela 3.2). As abordagens frequentes na prática de engenharia, para depósitos coesivos e não-coesivos, são

Tabela 3.1 Potencialidades do CPT e CPTU (Battaglio e outros, 1986)

Investigação	CPT	CPTU
Perfil do solo	Alta	Alta
Estrutura do solo	Baixa	Moderada a alta
História de tensões	Baixa	Moderada a alta
Variação espacial das propriedades mecânicas	Alta	Alta
Propriedades mecânicas	Moderada a alta	Moderada a alta
Características de adensamento	-	Alta
Condições do nível d'água	-	Alta
Potencial de liquificação	Moderada	Alta
Economia no custo das investigações	Alta	Alta

detalhadas nesta publicação. Ênfase é dada à interpretação de ensaios em depósitos de argilas moles, ocorrência na qual o uso de ensaios SPT não atende às necessidades básicas de projeto.

Tabela 3.2 Relação dos parâmetros de solos derivados de ensaios de piezocone (Chen & Mayne, 1994)

Parâmetros do Solo	Referências
Classificação do solo	Robertson (1990); Senneset & Janbu (1984)
Estado de tensões <i>in situ</i> (K_0)	Mitchell & Masood (1994)
Ângulo de atrito efetivo (ϕ')	Senneset & Janbu (1984); Sandven (1990)
Módulo oedométrico (D)	Kulhawy & Mayne (1990)
Módulo cisalhante (G_{max})	Mayne & Rix (1993)
História de tensões (σ'_p , OCR)	Chen & Mayne (1994)
Sensibilidade (S_t)	Robertson & Campanella (1988)
Resistência não-drenada (S_u)	Aas e outros (1986); Konrad & Law (1987)
Condutividade hidráulica (k)	Robertson e outros (1992)
Coefficiente de adensamento (C_h)	Baligh (1986); Houlby & Teh (1988)
Peso específico aparente (γ)	Larsson & Mulabdic (1993)
Intercepto de coesão efetiva (c')	Senneset e outros (1989)

3.4 Parâmetros geotécnicos em argilas

Correlações usuais empregadas na interpretação de ensaios de cone são apresentadas a seguir. Ênfase é dada à estimativa da resistência ao cisalhamento não-drenada, história de tensões, módulo de deformabilidade e coeficiente de adensamento.

3.4.1 Resistência ao cisalhamento não-drenada

O ensaio de cone mede a resistência à penetração no terreno e os resultados podem ser usados na estimativa da resistência ao cisalhamento do solo. A resistência é determinada através das equações:

$$S_u = \frac{(q_c - \sigma_{vo})}{N_k} \quad \text{ou} \quad S_u = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{N_{kt}} \quad [3.4]$$

Para depósitos argilosos, a estimativa do valor de N_k (ou N_{kt} , fatores de capacidade de carga) pode ser obtida através da simples aplicação das teorias de equilíbrio-limite ou através do método de trajetória de deformações. No caso mais simples, relaciona-se a medida de resistência de ponta do cone q_c (ou q_t) com a resistência não drenada S_u medida através de ensaios de Palheta (ver Capítulo 4), possibilitando a determinação direta dos fatores de cone:

$$N_k = \frac{(q_c - \sigma_{vo})}{S_u} \quad \text{ou} \quad N_{kt} = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{S_u} \quad [3.5]$$

Um exemplo de obtenção de fator N_{kt} através da relação entre ensaios de cone e palheta é apresentado na Figura 3.9, obtido em um programa de investigação geotécnica no depósito de argilas moles da região da Grande Porto Alegre, RS. Observa-se na figura uma dispersão considerável nos valores medidos, que pode ser atribuída a fatores associados à execução do ensaio: velocidade de penetração e amolgamento, e variabilidade do solo: anisotropia de resistência, índice de rigidez e índice de plasticidade, segundo Lunne e outros (1976), Aas e outros (1986), Houlsby (1988) e Schnaid e outros (1993). Neste exemplo os valores de N_{kt} variam entre 8 e 16, podendo-se adotar um valor médio de 12.

A previsão da resistência ao cisalhamento não-drenada passou do empirismo à racionalidade a partir dos trabalhos pioneiros de Baligh (1986), aumentando o grau de confiabilidade

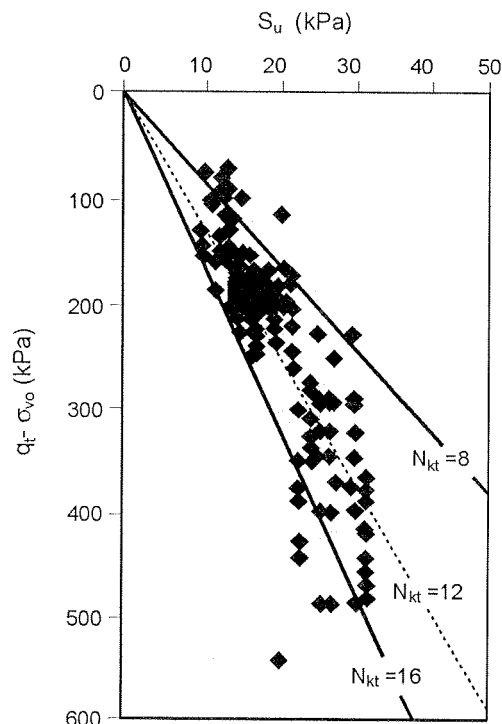


Figura 3.9 Fator do cone N_{kt} para a região metropolitana de Porto Alegre

atribuído à determinação de S_u . Esta abordagem permite a determinação de N_{kt} segundo a expressão (Houlsby & Teh, 1988):

$$N_{kt} = N_s \left(1,25 + \frac{I_r}{2000} \right) + 2,4\alpha_f - \alpha_s - 1,8\Delta \quad [3.6]$$

sendo :

$N_s = 4/3 [1 + \ln(I_r)]$ = pressão limite de cavidade

I_r = índice de rigidez = G/S_u

$\alpha_f = \sqrt{\frac{3}{2}} (\tau_f / S_u)$ = fator de adesão na face do cone ($0 < \alpha_f < 1$)

α_s = fator de adesão no fuste do cone ($0 < \alpha_s < 1$)

$\Delta = (\sigma_{vo} - \sigma_{ho}) / 2 S_u$

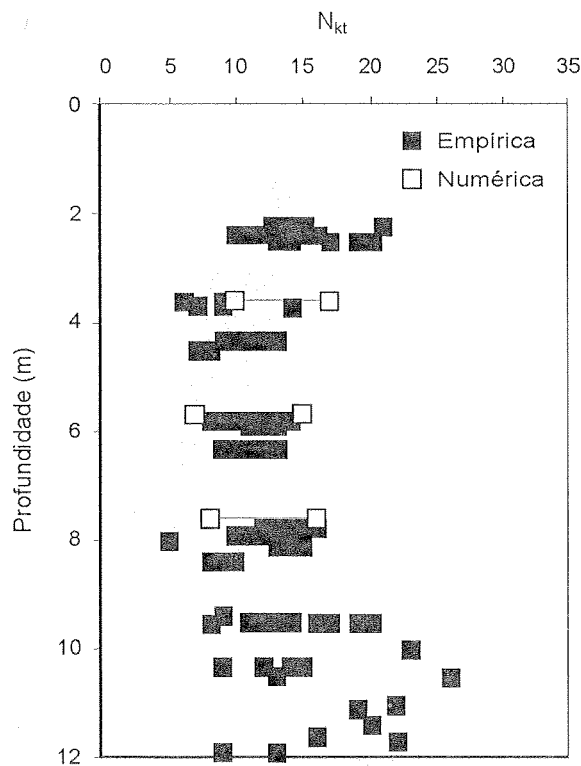


Figura 3.10 Variação dos fatores de cone N_{kt} com a profundidade em Porto Alegre

O cálculo requer a estimativa do índice de rigidez I_r , que para depósitos naturais de argilas pode variar entre 50 e 500, decrescendo com o aumento de OCR e, para um mesmo OCR, aumentando com a redução do índice de plasticidade. Como exemplos brasileiros, menciona-se o depósito de Sarapuí/RJ com $I_r \sim 80$ (Danzinger e outros, 1997) e o depósito da CEASA/RS com $I_r \sim 120$ (Schnaid e outros, 1997).

A aplicação do método pode ser observada nos resultados apresentados na Figura 3.10, desenvolvida para mostrar a distribuição de N_{kt} com a profundidade em um depósito de argilas moles. As previsões baseadas nas

abordagens empírica e racional produzem valores da mesma ordem de grandeza, sugerindo a adoção de um valor médio de $N_{kt} = 12$, como representativo de depósitos da região de Porto Alegre, RS.

Resultados de uma extensa revisão de valores de N_{kt} obtidos na prática nacional e internacional são apresentados na Tabela 3.3 e ilustrados na Figura 3.11. Em geral, os valores de N_{kt} variam na faixa entre 10 e 20, com um valor médio em torno de 15. Estes valores podem ser usados como referência na previsão de propriedades em obras de engenharia, e é desejável, sempre que possível, determinar o fator N_{kt} localmente, visando uma maior precisão na obtenção de S_u quando da utilização do piezocone.

Tabela 3.3 Fatores de cone de argilas brasileiras e de outros países

	Autor	Local / Solo	N_{kt}	Ensaios
Nacional	Rocha Filho & Alencar (1985)	Sarapui / RJ	10-15	Palheta
	Danzinger (1990)	Sarapui / RJ	8-12	Palheta
	Coutinho e outros (1993)	Recife /PE	10-15	UU e CIU
	Arabe (1995)	Vale Quilombo/ SP	12-15	Palheta e CIU
	Soares e outros (1997)	Porto Alegre/RS	8-16	Palheta
	Sandroni e outros (1997)	Sergipe	14-18	Palheta e CIU
	Batista & Sayao (1998)	Salvador / BA	12-18	
Internacional	Orior Dan e outros (1982)	Irlanda do Norte	12-18	Palheta
	Senneset e outros (1982)	Noruega	10-20	-
	Tumay e outros (1982)	Mississipi / E.U.A.	15	-
	Lunne & Kleven (1981) e Dobie (1989)	Argilas Marinhas	9-19	Palheta
	Marsland & Powell (1988) e Schnaid e outros (1989)	Inglaterra	10-25	Palheta
	Lunne e outros (1976)	Escandinávia	15-21	Palheta
	Tumay e outros (1982)	Canadá	11-13	-
	Kjekstad et al (1978) e Toolon (1982)	Mar do Norte	10-20	UU e CIU
	Jamiolkowski e outros (1982)	Itália	8-14	Palheta
	Marr (1981)	Golfo do México	10-20	UU
	Lacasse & Lunne (1982) e Ass e outros (1986)	Noruega	12-20	Palheta e Laboratório

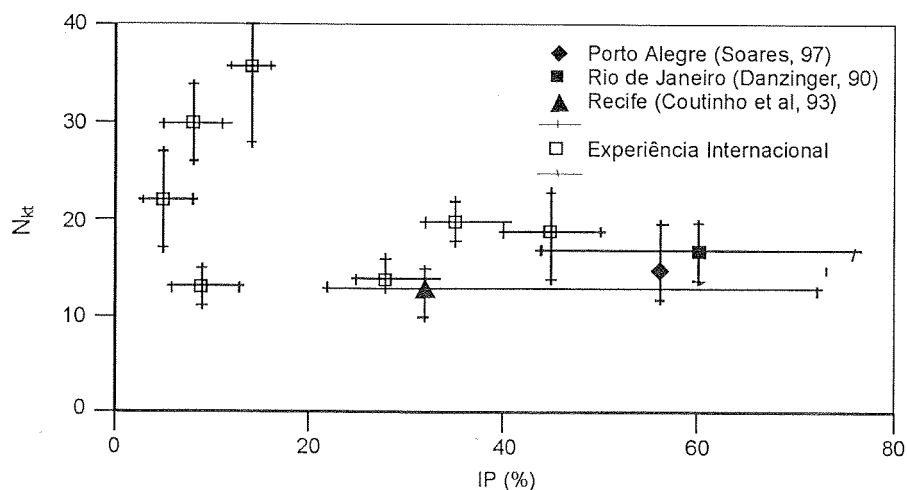


Figura 3.11 Variação de N_{kt} com IP para argilas brasileiras e europeias (modificada de Aas et al, 1988)

3.4.2 História de tensões

O conhecimento da magnitude da pressão de pré-adensamento σ'_{vm} do solo é fundamental à análise de comportamento de depósitos de argilas moles. Em geral, se o material for carregado abaixo de σ'_{vm} as deformações serão pequenas e em grande parte reversíveis, enquanto que para acréscimos de tensões maiores que σ'_{vm} as deformações serão plásticas, irreversíveis e de magnitude considerável.

Entre as muitas proposições existentes na literatura para estimativa da história de tensões, o autor recomenda a abordagem estatística proposta por Chen & Mayne (1996), baseada em mais de 1.200 resultados de piezocone, aplicada à determinação da pressão de pré-adensamento, ou diretamente da razão de sobre-adensamento OCR ($\sigma'_{vm} / \sigma'_{vo}$):

$$OCR = 0,305 (q_t - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo} \quad [3.7]$$

$$OCR = 0,53 \frac{q_t - u_2}{\sigma'_{vo}} \quad [3.8]$$

Deve-se ter sempre presente a natureza estatística da correlação e a necessidade de validação desta expressão para condições brasileiras. Um exemplo de aplicação é apresentado na Figura 3.12, na qual comparam-se os valores previstos através do CPTU, medidos em ensaios de adensamento e estabelecidos através da proposição de Mayne & Mitchel (1988) para ensaios de Palheta (ver Capítulo 4). Observa-se na figura que as previsões de OCR são consistentes para as três abordagens utilizadas. A distribuição de OCR com a profundidade indica a presença de uma crosta pré-adensada, seguindo-se de uma camada normalmente adensada (OCR ~ 1) até a profundidade de aproximadamente 8 metros.

Em uma outra abordagem, a similaridade existente entre o parâmetro B_q e o parâmetro A de Skempton (1954) parece sugerir que a variação nas medidas de B_q possam estar associadas a OCR (Wroth, 1984; Houlsby, 1988; Chen & Mayne, 1996). Resultados de ensaios realizados no Brasil foram compilados com o objetivo de avaliar a aplicabilidade deste conceito. Os resultados são apresentados na Figura 3.13, na qual se observa uma tendência de redução de B_q com o aumento de OCR. Porém a dispersão observada nos resultados experimentais não permite o uso direto dessa correlação na estimativa de OCR.

É interessante observar ainda que existe uma relação entre S_u e OCR que pode indicar as características geotécnicas do local de estudo. Para depósitos de argilas normalmente adensadas (NA) a razão entre S_u/σ'_{vo} é da ordem de 0,25 (Bjerrum, 1973); este valor é considerado conservador e valores inferiores corresponderiam a solos em adensamento ou, mais provavelmente, a amolgamento do solo quando da determinação de S_u . Valores superiores a 0,25 indicam pré-

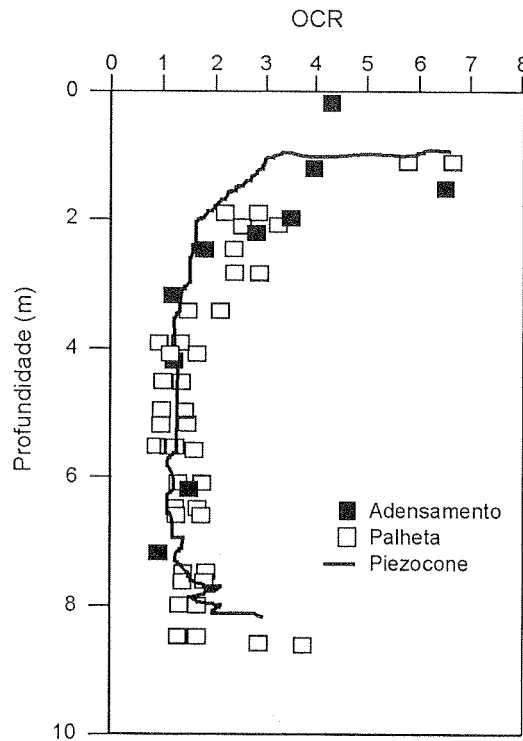


Figura 3.12 Distribuição de OCR com a profundidade em Porto Alegre

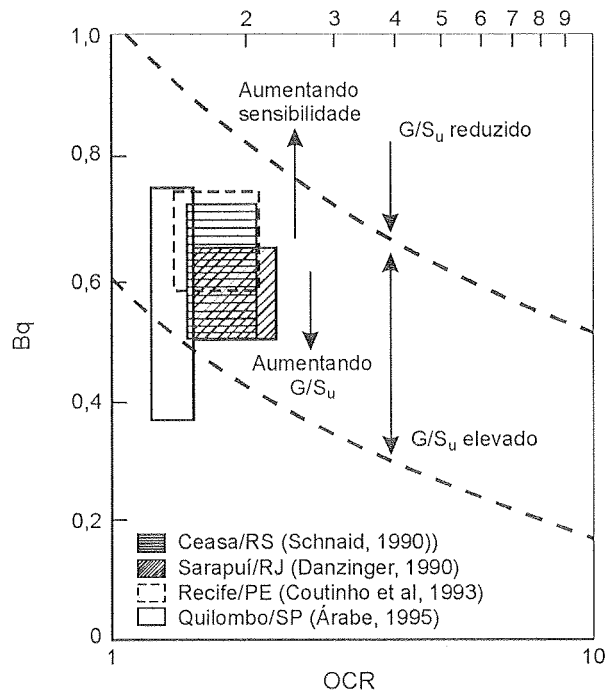


Figura 3.13 Relação entre Bq e OCR para argilas brasileiras

adensamento do solo, conforme trabalhos clássicos de Teoria do Estado Crítico (Schofield & Wroth, 1962; Ladd e outros, 1977):

$$\frac{[S_u / \sigma'_{vo}]_{PA}}{[S_u / \sigma'_{vo}]_{NA}} = OCR^\Lambda \quad [3.9]$$

sendo Λ obtido em ensaios de laboratório. A equação [3.9] pode ser simplificada e reescrita na forma (Jamiołkowski e outros, 1985):

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} = 0,23OCR^{0,8} \quad [3.10]$$

ou ainda (Mesri, 1975):

$$S_u = 0,22 \sigma'_{vm} \quad [3.11]$$

Um exemplo de aplicação é apresentado na Figura 3.14, na qual a razão S_u/σ'_{vo} é associada ao índice de plasticidade. Observa-se na figura uma boa distribuição de pontos em relação à proposição de Bjerrum (1973), indicando um solo ligeiramente sobre-adensado SA ao longo do perfil e a presença de uma crosta SA junto à superfície.

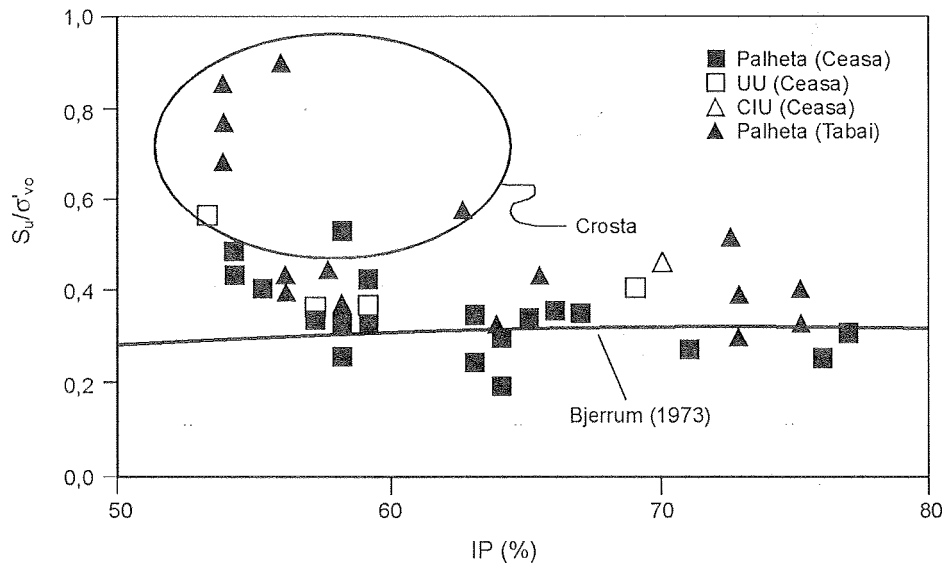


Figura 3.14 Relação entre S_u/σ'_{vo} e IP para argilas de Porto Alegre

3.4.3 Estado de tensões

O conhecimento do estado de tensões a que o solo está submetido é normalmente expresso através do coeficiente de empuxo no repouso, K_0 , definido pela razão entre as tensões efetivas principais:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad [3.12]$$

O valor de K_0 pode ser inicialmente estimado a partir de abordagens empíricas, consagradas na literatura. Para depósitos normalmente adensados utiliza-se a expressão proposta por Jacky (1944):

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi' \quad [3.13]$$

sendo ϕ' o ângulo de atrito interno efetivo do solo. Para condições de sobre-adensamento, K_0 assume a forma mais geral proposta por Mayne & Kulhawy (1982):

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') OCR^{\text{sen } \phi'} \quad [3.14]$$

Esta formulação exige a estimativa de OCR e a determinação de ϕ' . Valores de ϕ' são medidos em ensaios de laboratório, previstos através de ensaios *in situ* ou estimados através de correlações com os Limites de Atterberg para argilas NA (Figura 3.15).

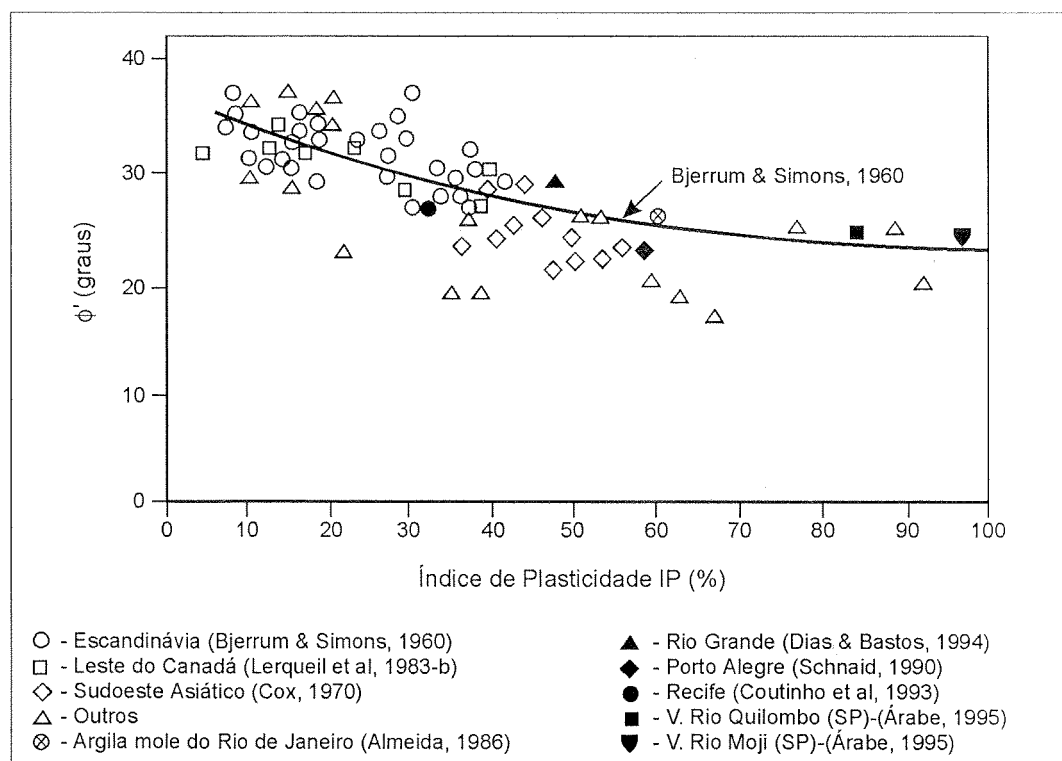


Figura 3.15 Correlação entre ϕ' e IP para argilas normalmente adensadas

A estimativa do coeficiente de empuxo em repouso de solos coesivos, com base em resultados de CPTU, constitui uma abordagem atrativa para complementar as informações obtidas a partir dos métodos tradicionais. A formulação básica proposta por Kulhawy e outros (1985) e Mayne e Kulhawy (1990) é sugerida para esta finalidade:

$$K_0 = 0,1 \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma_{vo}} \quad [3.15]$$

Um exemplo de aplicação é apresentado na Figura 3.16, combinado-se as previsões de CPTU (equação 3.15) com técnicas consagradas: ensaios pressiométricos (ver Capítulo 5) e ensaios triaxiais usando a formulação de Mayne e Kulhawy (1982). Embora os valores medidos e previstos de K_0 sejam comparáveis entre si e compatíveis com as características do depósito, sugere-se cautela no uso dessas correlações na prática de engenharia, dado seu caráter empírico.

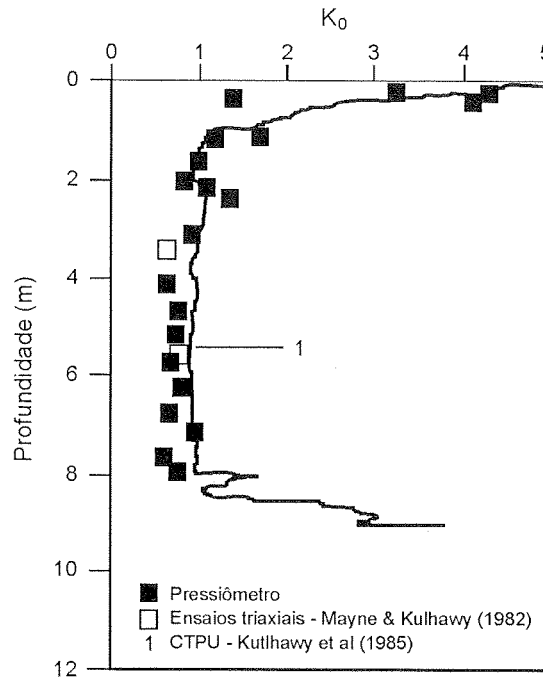


Figura 3.16 Variação de K_0 com a profundidade em Porto Alegre, RS

3.4.4 Módulo de deformabilidade

O módulo de deformabilidade não-drenado (módulo de Young, E_v) é sensível a fatores como história de tensões, nível de deformações cisalhantes, entre outros (e.g. Ladd e outros, 1977). Na medida em que a penetração do cone é insensível a esses fatores, as relações entre resistência de ponta e módulo de deformabilidade devem ser tratadas com prudência, merecendo as mesmas restrições já descritas para o ensaio SPT.

A abordagem recomendada para uma estimativa de módulo consiste em prever o valor de S_u através dos valores medidos de q_t e estimar E_u com base em correlações do tipo:

$$E_u = n S_u \quad [3.15]$$

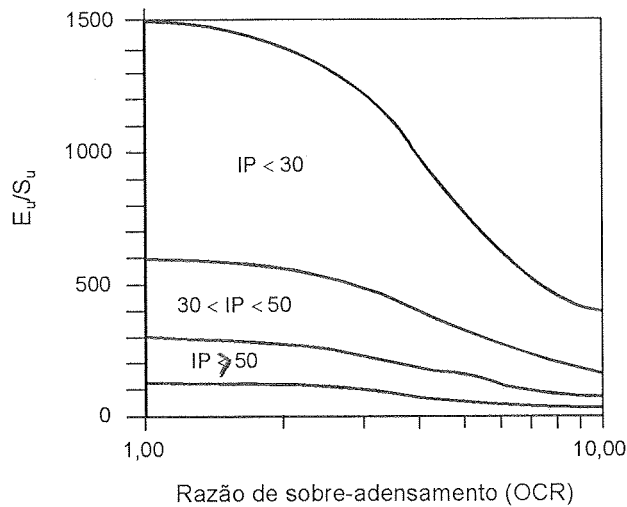


Figura 3.17 Abordagem proposta por Duncan & Buchignani (1976).

A abordagem proposta por Duncan & Buchignani (1976), apresentada na Figura 3.17, pode ser utilizada como referência. O conhecimento da história de tensões e do índice de plasticidade do solo são requisitos indispensáveis à obtenção de valores representativos de módulo.

Analogamente, é possível estimar o módulo oedométrico a partir de correlações empíricas (Kulhawy & Mayne, 1990):

$$M = 8,25 (q_t - \sigma_{v0}) \quad [3.17]$$

porém seu uso é restrito a estimativas de ante-projeto.

3.4.5 Coeficiente de adensamento

Ensaios de dissipação do excesso de pressões neutras geradas durante a cravação do piezocone no solo podem ser interpretados para a obtenção de estimativas do coeficiente de adensamento horizontal C_h . O ensaio consiste em interromper a cravação do piezocone em profundidades pré-estabelecidas, por um período de aproximadamente 1 hora, até atingirem-se 50% de dissipação do excesso de poro-pressões, e monitorar a dissipação da pressões neutras durante esse período. Esta técnica é revestida de considerável interesse na prática de engenharia, na medida em que se eliminam os efeitos de amolgamento usuais em amostras destinadas a

ensaios de laboratório e reduzem-se os custos do programa de investigação geotécnica.

O campo de tensões e poro-pressões mobilizadas ao redor do piezocone pode ser avaliado a partir do método da trajetória das deformações (“strain path method”), segundo formulações propostas por Baligh (1986), Baligh & Lavadoux (1986), Houlsby & Teh (1988), Teh & Houlsby (1991). A solução é concebida em duas etapas: primeiramente calcula-se a distribuição de pressões neutras geradas pela penetração de um elemento cônico em um meio elasto-plástico homogêneo e isotrópico; o segundo estágio assume estas poro-pressões com os valores iniciais da teoria de adensamento de Terzaghi, calculando a dissipação ao redor de um cone estacionário. O processo de dissipação assim definido pode ser convenientemente expresso através de um fator de tempo adimensional:

$$T^* = \frac{C_h t}{R^2 \sqrt{I_r}}; \quad C_h = \frac{T^* R^2 \sqrt{I_r}}{t} \quad [3.18]$$

sendo

R = raio do piezocone

t = tempo de dissipação (normalmente adotado como $t_{50\%}$)

I_r = índice de rigidez (= G/S_u)

G = módulo de cisalhamento do solo

Na Tabela 3.4 são listados os valores do fator tempo T^* em função da porcentagem de dissipação (1-u), para a proposição de Houlsby & Teh (1988),

Tabela 3.4 Fator tempo T^* (Houlsby & Teh, 1988)

1 - u (%)	Posição do filtro				
	Vértice do cone	Face do cone	Base do cone	5 raios acima da base	10 raios acima da base
20	0,001	0,014	0,038	0,294	0,378
30	0,006	0,032	0,078	0,503	0,662
40	0,027	0,063	0,142	0,756	0,995
50	0,069	0,118	0,245	1,110	1,460
60	0,154	0,226	0,439	1,650	2,140
70	0,345	0,463	0,804	2,430	3,240
80	0,829	1,040	1,600	4,100	5,240

podendo-se notar que a solução é função da posição do elemento poroso na face, base ou fuste do cone. Uma comparação entre o resultado experimental e a solução analítica obtida para um ensaio de dissipação típico é apresentada na Figura 3.18, na qual é possível observar que a teoria tende a reproduzir de forma adequada o comportamento medido, demonstrando a aplicabilidade da formulação proposta.

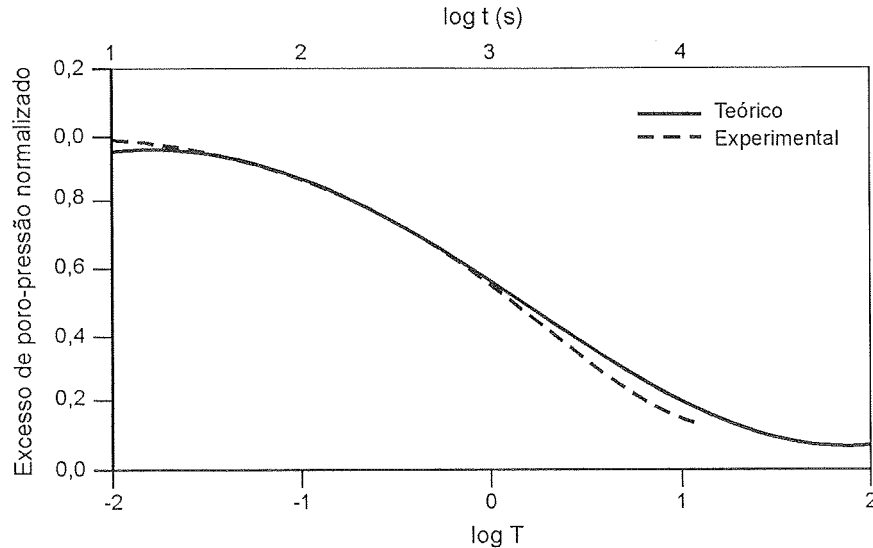


Figura 3.18 Curva teórica e experimental de dissipação de poro-pressões medidas na posição u_2 (Porto Alegre)

A determinação de C_h , a partir desta formulação, consta de um procedimento simples e direto, conforme discutido por Schnaid e outros (1997). Consiste na comparação entre a variação do excesso de poro-pressões e a pressão hidrostática. A Figura 3.19 é utilizada para ilustrar o procedimento de cálculo:

- calcular a distância entre a poro-pressão no início da dissipação u_i e a poro-pressão hidrostática u_o ;
- calcular a percentagem de dissipação $u_{50\%} = (u_i - u_o)/2$ e a partir da curva experimental determinar o tempo real para ocorrer 50% da dissipação, t_{50} ;
- obter o valor de T^* da Tabela 3.4 e calcular C_h através da equação 3.18.

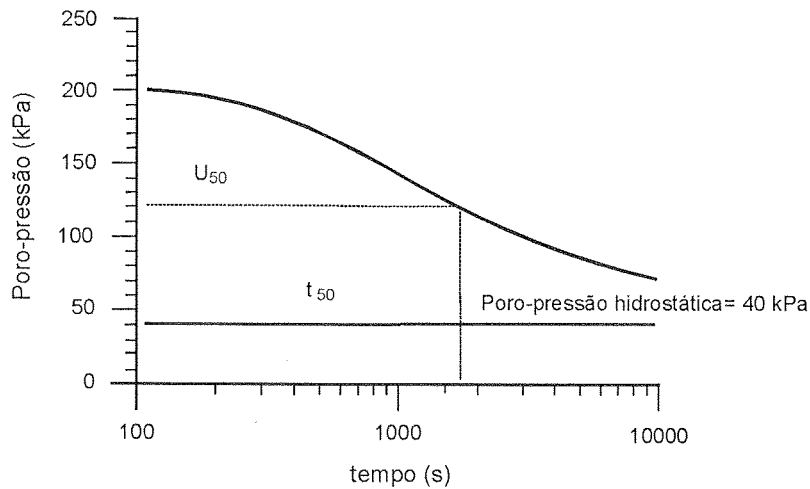


Figura 3.19 Exemplo típico de um ensaio de dissipação utilizado para ilustrar o procedimento de cálculo de C_h .

A determinação precisa de u_i é fundamental para a correta determinação de C_h . Soares (1986) e Thomas (1986) sugerem procedimentos específicos para o cálculo de u_i através da extrapolação do trecho linear medido na curva de dissipação.

Os valores de C_h obtidos por esse procedimento correspondem a propriedades de solo na faixa pré-adensada, uma vez que, durante a penetração, o material ao redor do cone é submetido a elevados níveis de deformações e a partir deste estado comporta-se como um solo em recompressão (Baligh, 1986; Baligh & Levadoux, 1986). Uma estimativa da magnitude do coeficiente de adensamento horizontal C_h na faixa de comportamento normalmente adensada pode ser obtida através da abordagem semi-empírica proposta de Jamiolkowski e outros (1985):

$$C_h(NA) = \frac{RR}{CR} C_h(\text{Piezocone}) \quad [3.19]$$

Valores experimentais medidos do coeficiente RR/CR variam na faixa entre 0,13 e 0,15 (Jamiolkowski e outros, 1985). Finalmente, os valores medidos de C_h

Métodos numéricos possibilitam a modelagem do processo de dissipação de poro-pressões ao redor do piezocone, geradas pela cravação do equipamento no terreno.

Esta abordagem possibilita a estimativa do coeficiente de adensamento, C_h , de forma rápida, econômica e precisa.

(NA) podem ser convertidos em C_v (NA) para fins de comparação com ensaios de adensamento através da expressão:

$$C_v(NA) = \frac{K_v}{K_h} C_h(NA) \quad [3.20]$$

sendo a anisotropia de permeabilidades horizontal e vertical k_h / k_v apresentadas na Tabela 3.5. Por exemplo, previsões do tempo de recalque de aterros assentes em depósitos de argilas moles normalmente adensados ou ligeiramente pré-adensados são realizadas com base nos valores previstos de C_v , cuja magnitude é similar a valores medidos em laboratório através de ensaios de adensamento (e.g. Robertson e outros, 1996; Schnaid e outros, 1997).

Tabela 3.5 Razão de permeabilidade em argilas (Ladd e outros, 1976; Jamiolkowski e outros, 1985)

Natureza da argila	k_h / k_v
Argilas homogêneas, sem macroestrutura definida	1,0 a 1,5
Macroestrutura definida, presença de descontinuidades e lentes permeáveis	2,0 a 4,0
Depósitos com ocorrência de várias camadas de material permeável	3,0 a 15

3.5 Parâmetros geotécnicos em areias

Neste item faz-se referência à obtenção de parâmetros de resistência e deformabilidade de solos não-coesivos.

3.5.1 Resistência ao cisalhamento

Para solos granulares, a medida de resistência de ponta de cone q_c pode ser utilizada na previsão da densidade relativa D_r ou do ângulo de atrito interno ϕ' . A contribuição de pesquisas em câmaras de calibração foi determinante para o desenvolvimento de correlações, gradativamente incorporadas à prática de engenharia (Robertson & Campanella, 1983; Jamiolkowski e outros, 1985; Baldi e outros, 1986).

Exemplos de correlações empregadas com frequência em projetos geotécnicos são apresentados nas Figuras 3.20 e 3.21. O valor de D_r , conforme ilustrado na Figura 3.20, pode ser determinado através da equação:

$$D_r = -98 + 66 \log_{10} \frac{q_c}{(\sigma'_{vo})^{0,5}} \quad [3.21]$$

sendo q_c e σ'_{vo} expressos em t/m^2 . Esta correlação fornece uma estimativa da densidade relativa com uma precisão de $\pm 20\%$ (faixa de incerteza intrínseca ao método) e, sendo estabelecida em câmaras de calibração, deve ser corrigida para as condições de contorno e tamanho da câmara (e.g. Schnaid & Houlsby, 1993). Em geral as correlações são aceitáveis para solos NA, enquanto que para depósitos SA o valor de σ'_{vo} deve ser substituído pela tensão efetiva horizontal σ'_{ho} (na equação 3.21).

A conversão da D_r em ângulo de atrito pode ser realizada através das proposições apresentadas no Capítulo 2, referentes ao SPT (equações 2.7 e 2.8).

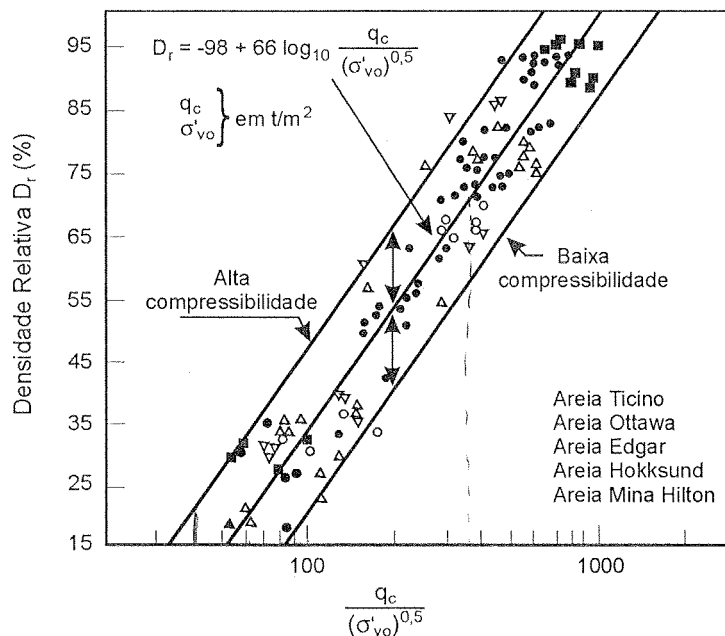


Figura 3.20 Previsão da densidade relativa através de q_c (Lancellotta, 1985)

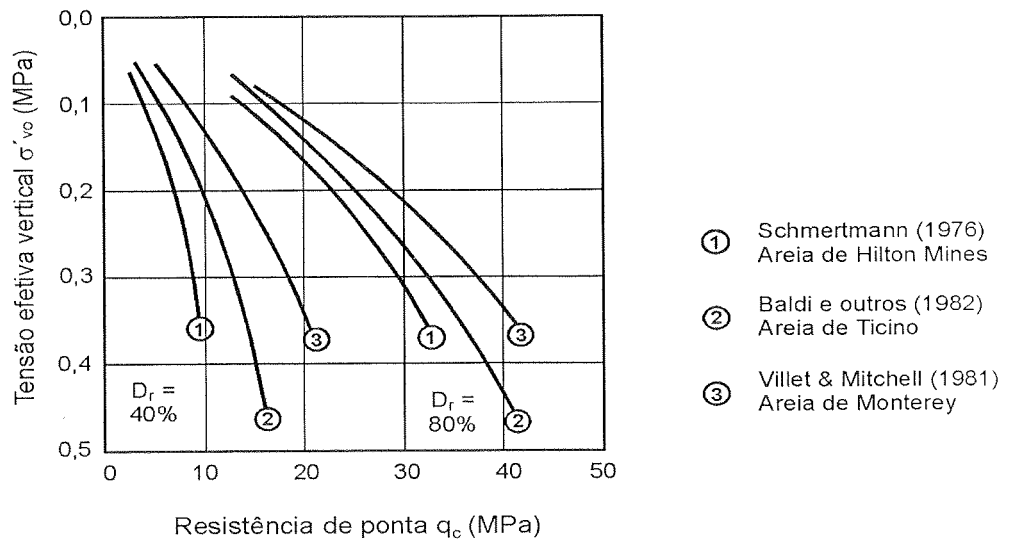


Figura 3.21 Relação entre q_c , σ'_{vo} e D_r (Robertson & Campanella, 1983)

3.5.2 Módulo de deformabilidade

Restrições quanto à estimativa do módulo de deformabilidade, E , através de ensaios de penetração foram anteriormente discutidas (Capítulos 2 e 3). Sabendo-se que o módulo é função da história de tensões e deformações, nível médio de tensões, nível de deformações cisalhantes e trajetória de tensões (Jamiolkowski e outros, 1985) é improvável que o cone possa fornecer medidas precisas de deformabilidade.

No entanto, inúmeras correlações entre o módulo de deformabilidade e a resistência à penetração q_c tem sido propostas na literatura. Na ausência de correlações desenvolvidas e validadas para solos arenosos brasileiros, recomenda-se uma abordagem simples para uma primeira estimativa do módulo E_{25} (para 25% da tensão desviadora máxima), através da expressão (Baldi e outros, 1981):

$$E_{25} = 1,5 q_c \quad [3.22]$$

conforme recomendações apresentadas por Schmertmann (1970), Simons & Menzies (1977), Robertson & Campanella (1983), Meigh (1987).

Reconhecidas as limitações deste tipo de correlação, desenvolvimentos recentes propõem a utilização de acelerômetros ou geofones acoplados ao fuste do cone, para medida direta do módulo sísmico (ver item 3.8).

3.6 Relações entre CPT e SPT

Os ensaios de CPT e SPT são as investigações de campo mais utilizadas no mundo e ambos fornecem uma medida da resistência à penetração. É desejável, portanto, correlacionar medidas de N_{SPT} e q_c de forma a possibilitar a transposição de informações entre os dois ensaios.

Diversas proposições foram desenvolvidas relacionando q_c/N_{SPT} através de um valor numérico único. No entanto, a razão q_c/N_{SPT} depende do tamanho médio das partículas, conforme demonstrado na Figura 3.22. Note-se que os valores de resistência de ponta q_c são divididos pela pressão atmosférica (p_a) para adimensionalizar a correlação.

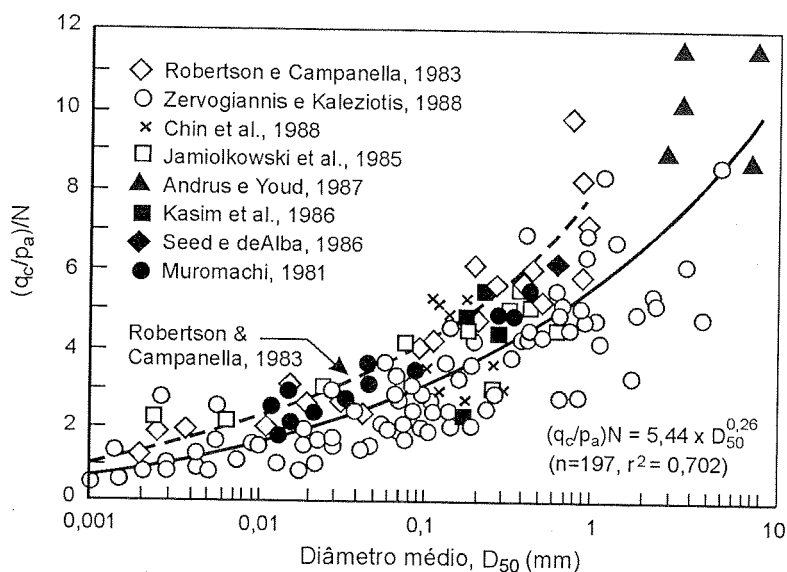


Figura 3.22 Variação de q_c/N_{SPT} com o diâmetro da partícula (Robertson e outros, 1983)

Infelizmente, é necessário reconhecer que os dados não são corrigidos, isto é, efeitos relativos a energia de cravação, poro-pressão, etc. não são considerados na medida de N_{SPT} , o que pode explicar em parte a dispersão observada na figura. Valores calculados de q_c a partir de medidas de N_{SPT} (ou vice-versa) são imprecisos e não devem ser utilizados em projeto. Para esta finalidade deve-se sempre adotar medidas diretas de ensaio.

Vários trabalhos brasileiros apresentam comparações entre a resistência de ponta do cone e a resistência à penetração do amostrador SPT (Alonso, 1980;

Danzinger, 1982; Danzinger & Velloso, 1986, 1995). Velloso & Lopes (1996) apresentam uma tabela comparativa da experiência brasileira, juntamente com as proposições de Schmertmann (1978), considerada conservadora pelo próprio autor, e de Ramaswamy e outros (1982). Este valores são resumidos na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 Valores típicos de $k = \frac{q_c / p_a}{N_{SPT}}$ (modificada de Velloso e Lopes, 1996)

Solo	Schmertmann k	Remaswany k	Danzinger & Velloso k
Areia	4,0-6,0	5,0-7,0	6,0
Areia siltosa, argilosa, silto-argilosa, ou argilo-siltosa	3,0-4,0	3,0	5,3
Silte, silte-arenoso, argila arenosa	2,0	-	4,8
Silte areno-argiloso, argilo- arenoso; argila silto-arenosa, areno-siltosa	-	2,0	3,8
Silte argiloso	-	-	3,0
Argila e argila siltosa	-	-	2,5

3.7 Métodos diretos - previsão da capacidade de carga de estacas

Resultados de ensaios CPT podem ser utilizados diretamente na solução de problemas geotécnicos, por meio dos chamados métodos diretos de projeto, sem a necessidade de obtenção de parâmetros constitutivos do solo. O exemplo mais importante de uso refere-se à previsão da capacidade de carga de estacas, com analogia direta à prática brasileira de uso do SPT. Métodos correntes de projeto (Aoki & Velloso, 1975) foram concebidos com base em correlações entre valores de q_c (cone) e N_{SPT} .

Como conceito geral, sabe-se que a capacidade de carga de uma estaca Q_{rup} consiste de duas componentes, conforme discutido no Capítulo 2:

$$Q_{rup} = Q_s + Q_b \quad [3.23]$$

A parcela mobilizada na ponta da estaca Q_b é calculada como o produto entre a área da base a_b e a carga unitária q_b . O atrito lateral Q_s é definido como o produto entre a área lateral da estaca a_s e o atrito lateral f_p . Assim:

$$Q_{rup} = (a_b \times q_b) + (a_s \times f_p) \quad [3.24]$$

Valores medidos de resistência de ponta do cone q_c são usados para calcular simultaneamente os valores de q_b e f_p ; incertezas nas medidas do atrito no fuste do cone restringem seu uso na determinação do atrito lateral de estacas. Dois métodos são utilizados internacionalmente, seguindo os procedimentos discutidos a seguir.

a) Bustamante & Giasenelli (1982)

O método é utilizado com base nas informações apresentadas na Figura 3.23 e nas Tabelas 3.7 e 3.8, que fornecem os coeficientes para as equações:

$$f_p = \frac{q_c}{\alpha} \quad [3.25]$$

$$q_c = k_c q_{ca} \quad [3.26]$$

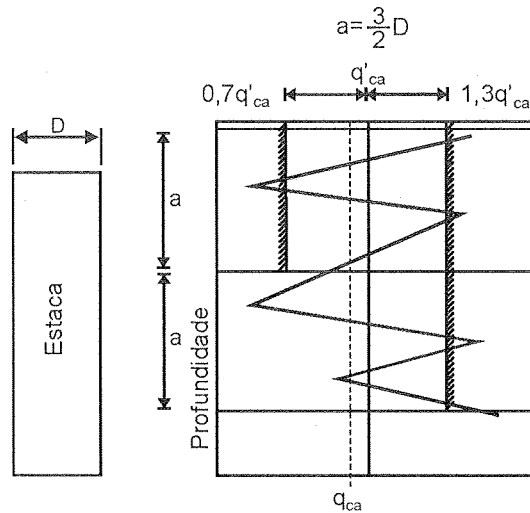


Figura 3.23 Cálculo da resistência média equivalente (Bustamante & Giasenelli, 1982)

O atrito lateral unitário é calculado pelo somatório, ao longo do fuste, do valor medido de q_c dividido pelo coeficiente α (Tabela 3.8). A resistência de ponta unitária é calculada através da média de valores medidos entre a e $-a$ ($a = 1,5D$), sendo D o diâmetro da estaca. A média é calculada em três estágios:

- (i) calcula-se q'_{ca} como a média de q_c entre a e $-a$
- (ii) eliminam-se os valores de q_c superiores a $1,3q'_{ca}$ e inferiores a $0,7q'_{ca}$
- (iii) calcula-se a nova média q_{ca} , dentro dos valores definidos em (ii), e utiliza-se

Tabela 3.7 Fatores de capacidade de carga, k_c (Bustamante & Giasenelli, 1982)

Natureza do solo	Fatores k_c		
	q_c (MPa)	Grupo I	Grupo II
Argilas moles e turfas	< 1	0,4	0,5
Argilas moderadamente compactas	1 to 5	0,35	0,45
Silte e areias fofas	≤ 5	0,4	0,5
Argilas rijas compactas e silte compacto	> 5	0,45	0,55
Areias medianamente compactas e pedregulhos	5 to 12	0,4	0,5
Areias compactas e pedregulhos	> 12	0,3	0,4

Grupo I - Estacas escavadas

Grupo II - Estacas cravadas: premoldadas, metálicas, Franki, estacas injetadas sob pressão

Tabela 3.8 Coeficientes de atrito, α (Bustamante & Giasenelli, 1982)

Natureza do solo	q_c (Mpa)	Categoria									
		Coeficiente, α				Limite máximo de f_p (MPa)					
		I		II		I		II		III	
A	B	A	B	A	B	A	B	A	B		
Argilas moles e turfas	< 1	30	90	90	30	0,015	0,015	0,015	0,015	0,035	
Argilas moderadamente compactas	1 to 5	40	80	40	80	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035	0,08	\geq 0,12
Silte e areias fofas	≤ 5	60	150	60	120	0,035	0,035	0,035	0,035	0,08	-
Argilas rijas compactas e silte compacto	> 5	60	120	60	120	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035	0,08	\geq 0,20
Areia medianamente compactas e pedregulhos	5 to 12	100	200	100	200	0,08 (0,12)	0,035 (0,12)	0,08 (0,12)	0,08	0,12	\geq 0,20
Areias compactas e pedregulhos	> 12	150	300	150	200	0,12 (0,15)	0,08 (0,15)	0,12 (0,15)	0,12	0,15	\geq 0,20

GRUPO IA - Estacas escavadas, microestacas (baixa pressão), piers, barretes

GRUPO IB - Estacas escavadas com revestimento, estacas cravadas *in situ*

GRUPO IIA - Estacas cravadas pré-moldadas

GRUPO IIB - Estacas metálicas

GRUPO IIIA - Estacas cravadas injetadas

GRUPO IIIB - Estacas injetadas com altas pressões

b) De Ruiter & Beringen(1979):

O método baseia-se em um procedimento diferenciado para areias e argilas, sendo aceito com método Europeu de Projeto (Lunne e outros, 1997).

Em depósitos argilosos, as componentes de atrito lateral e resistência de ponta são calculadas com base no valor da resistência ao cisalhamento não-drenada S_u , estimada em função de q_c . Os coeficientes necessários à previsão de q_b e f_p são apresentados na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 Método Europeu de projeto (após de Ruiter & Beringen, 1979)

	Areias	Argilas
Atrito lateral unitário f_p	Mínimo de: f1= 0.12 MPa f2= CPT atrito de luva, fs f3= $q_c / 300$ (compressão) f4= $q_c / 400$ (tração)	$f = \alpha S_u$ onde: $\alpha = 1$ para argila NA $= 0.5$ para argila PA
Capacidade de carga unitária q_p	Mínimo: equação [3.27]	$q_p = N_c S_u$ onde: $N_c = 9$

O CPT, assim como o SPT, pode ser usado na previsão da capacidade de carga de estacas.

O método europeu de projeto é prática difundida internacionalmente.

Em areias, os autores sugerem que a resistência mobilizada na ponta da estaca seja função da resistência do cone medida em uma zona acima e abaixo da profundidade de assentamento da estaca. A zona de influência é definida na ilustração apresentada na Figura 3.24, calculando-se q_b pela equação:

$$q_b = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad [3.27]$$

sendo q_{c1} = média dos valores de q_c ao longo de a-b-c. Entre b-c utiliza-se a envoltória mínima de resistência. A profundidade de influência considerada, y , varia entre 0,7 e 4,0, adotando-se o valor mínimo de q_{c1} nesse intervalo.

q_{c2} = média dos valores de q_c da envoltória mínima de resistência, a uma distância de 8 diâmetros acima da base da estaca.

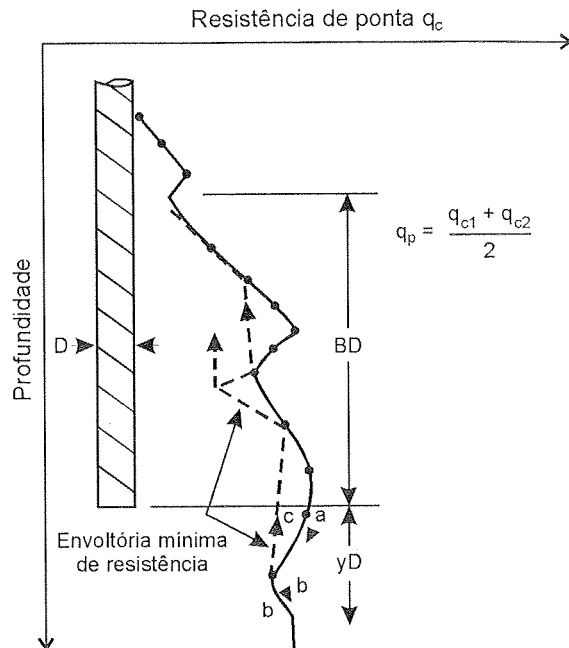


Figura 3.24 Cálculo da resistência média equivalente (de Ruiter & Beringen, 1979)

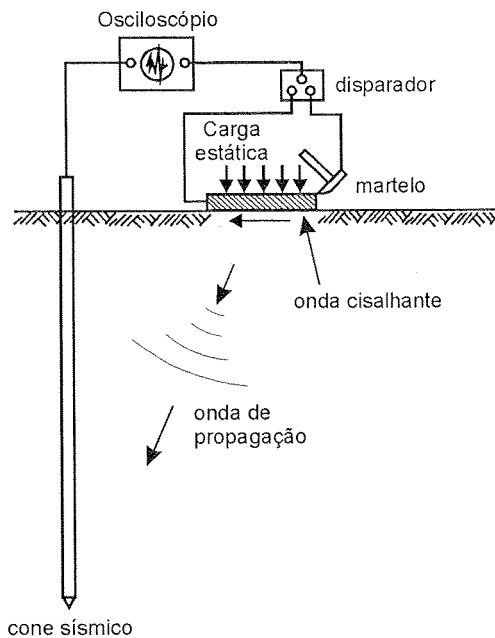


Figura 3.25 Esquema do ensaio com cone sísmico

Em geral adota-se 15 MPa como limite de resistência de ponta da estaca. Experiência local é recomendada na aplicação destas correlações, podendo-se utilizar o trabalho de Almeida e outros (1996) como referência. Não há experiência significativa do uso dessas correlações em solos residuais.

3.8 Novos equipamentos

A tendência atual de desenvolvimento de novos equipamentos combina diferentes técnicas, aliando a robustez do ensaio de cone às informações adicionais provenientes de outros ensaios. Estas tecnologias deverão ser gradativamente implementadas no Brasil para aplicações em engenharia civil e geotecnia ambiental.

a) Cone sísmico

Geofones e/ou acelerômetros podem ser incorporados ao fuste de cone para medidas da velocidade de propagação de ondas de compressão (v_p) e ondas de cisalhamento (v_s). Esta técnica é analoga à utilizada nos ensaios sísmicos tipo “downhole”, apenas substituindo a perfuração do solo para posicionar o receptor à pro-

fundidade de ensaio por um procedimento simples e rápido de cravação. Uma ilustração do procedimento de ensaio é apresentada na Figura 3.25.

O primeiro protótipo foi desenvolvido por Campanella e outros (1986), tendo sido introduzido no Brasil por Ortigão (1996) e Francisco (1997). A interpretação das medidas é feita com base na teoria da elasticidade, pela qual admite-se o módulo máximo de cisalhamento G_0 , medido em deformações cisalhantes da ordem de 10^{-6} %:

$$G_0 = \gamma (v_s)^2 \quad [3.28]$$

sendo γ a massa específica do solo.

b) Cone pressiômetro

Na década de 1980 materializou-se a idéia de incorporar um módulo pressiométrico ao fuste do cone. O primeiro protótipo foi desenvolvido na Inglaterra (Withers e outros, 1986), seguido de experiências no Canadá (Campanella & Robertson, 1986), Itália (Ghiona e outros, 1995) e Holanda (Zuidberg & Post, 1995). No equipamento original, um pressiômetro de 43,7 mm de diâmetro é acoplado a uma ponteira de 15 cm² de seção transversal, conforme ilustrado na Figura 3.26.

O procedimento de ensaio segue a seqüência padronizada: o cone é cravado no terreno a uma velocidade constante de 20 mm/s e, a profundidades pré-determinadas, a penetração é interrompida para permitir a expansão da sonda pressiométrica. A interpretação do ensaio pressiométrico é, no entanto, mais complexa que a do pressiômetro autoperfurante (Capítulo 5), pois a expansão da cavidade cilíndrica do pressiômetro ocorre inicialmente em um solo já amolgado pela penetração do cone. Apesar desta dificuldade,

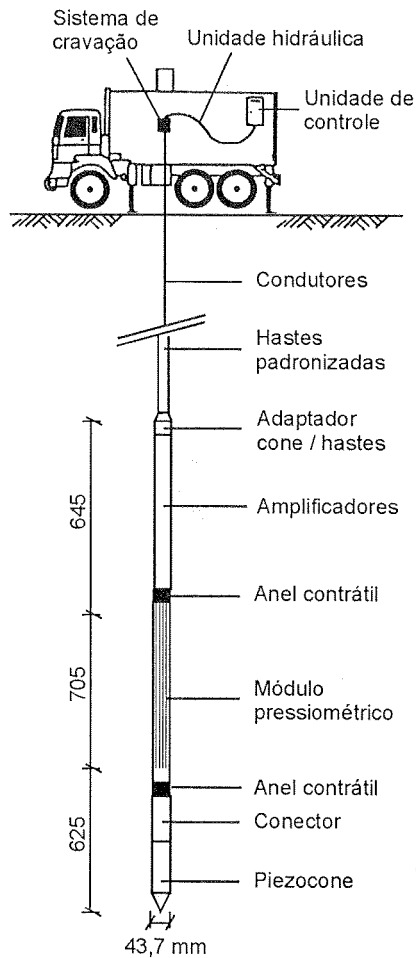


Figura 3.26 Esquema do cone pressiômetro

O piezocone é reconhecido como a mais importante ferramenta de investigação na área ambiental. O chamado cone ambiental com medidas de resistividade, temperatura, Ph etc., deve ser gradativamente incorporado à prática brasileira.

foi notável o desenvolvimento experimental e analítico observado na tentativa de interpretar o ensaio, considerando os efeitos de instalação na análise.

Em argilas, o ensaio pode ser modelado através de métodos de expansão/ contração de uma cavidade cilíndrica, com a argila comportando-se como um material incompressível linear-elástico, perfeitamente plástico que obedece ao critério de ruptura de Tresca (Houlsby & Withers, 1988). São diversos os exemplos de aplicação desta teoria (Powell, 1990; Houlsby & Nutt, 1992; Powell e Shields, 1995; Campanella e outros, 1996; Zuidebey & Post, 1995).

Em areias, os efeitos de dilatação dificultam a análise, não tendo sido possível, até o momento, descrever de forma adequada o estado de tensões ao redor do equipamento após a cravação. Os métodos de análise, neste caso, baseiam-se em abordagens semi-empíricas (Schnaid & Houlsby, 1992; 1994) ou analítica combinada a parâmetros de estado (Yu e outros, 1996) ou a outros ensaios de laboratório (Ghionna e outros, 1995). Uma análise comparativa da aplicação dos diferentes métodos é apresentada por Powell & Shields (1997) e Ghionna e outros (1995).

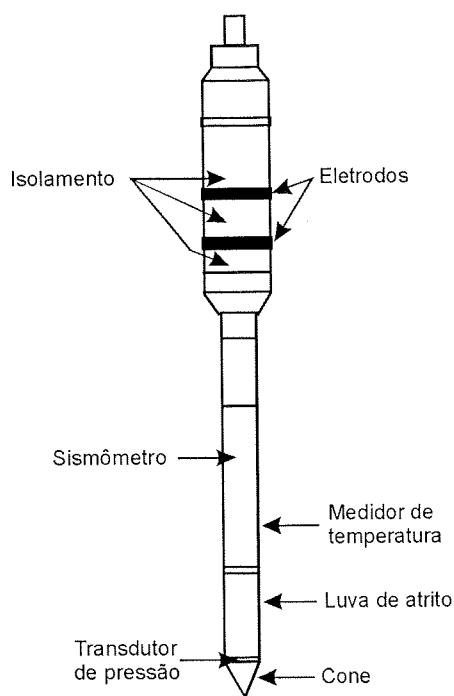


Figura 3.27 Cone ambiental (Wolter e outros, 1991)

c) Cone resistivo

Desenvolvimentos recentes possibilitaram a incorporação de medidores de condutividade elétrica (ou resistividade = condutividade⁻¹) ao fuste do cone (Graff & Zuidberg, 1985; Robertson e outros, 1995). A resistividade elétrica é medida por um par de eletrodos montados no fuste do cone, conforme ilustrado na Figura 3.27. Sabendo-se que as propriedades elétricas do solo podem variar na presença de fluidos contaminantes é possível por meio de medidas de resistividade, mapear espacialmente a extensão de áreas contaminadas. Não há experiência formal de uso destes equipamentos no Brasil, sendo a experiência internacional relatada por Horsnell (1988), Campanella & Weenees (1990), Woeller e outros (1991), Strutymsky e outros (1991).

3.9 Referências bibliográficas

- AAS, G.; LACASSE, S.; LUNNE, T; HOEG, K. "Use of In Situ Tests for Foundation Design on Clay", in: Specialty Conf. On Use of In-situ Tests in Geotech. Eng. ASCE, 1-30. Blacksburg, 1986.
- ABNT: MB 3406. *Ensaio de Penetração de Cone In Situ (CPT) - Método de Ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1991.
- ALMEIDA, M.S.S. *Aterros Sobre Solos Moles: Da Concepção à Avaliação do Desempenho*. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1996.
- ALMEIDA, M.S.S. & FERREIRA, C.A.M. "Consolidation parameters of a very soft clay from field in situ tests and laboratory tests", in: *Solos e Rochas*, 16 (1), 47-67. São Paulo: ABMS, 1993.
- ALONSO U.R. "Correlações entre resultados de ensaios de penetração estática e dinâmica para a cidade de São Paulo", in: *Solos e Rochas*, 17 (3), 19-25. São Paulo: ABMS, 1980.
- AOKI, N. & VELLOSO, D.A. "An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles", in: V Cong. Panamericano Mec. Solos e Eng. Fund., Buenos Aires, 1975.
- ÁRABE, L.C.G. "Algumas Características e Propriedades Geotecnológicas das Argilas da Baixada Santista Obtidas Através de Ensaio *in situ*", in: Cong. Brasil. Mec. Solos Eng. Fund. 8, 8, 65-77. Porto Alegre, 1986.
- ÁRABE, L.C.G. *Aplicabilidade de Ensaio In Situ Para a Determinação de Propriedades Geotécnicas de Depósitos Argilosos e de Solos Residuais*. Rio de Janeiro: PUC, 1993.
- ÁRABE, L.C.G. "Comportamento das Propriedades de Engenharia de Solos de uma Área Experimental na Baixada Santista", in: Cong. Brasil. Mec. Solos Eng. Fund., 7, 5, 25-47. Olinda, 1995.
- ASTM. *Tentative Method for Deep Quasi-static, Cone and Friction Cone Penetration Tests in Soils*, D3441-75T, 1975.
- ATKINSON, J. H. & SALFORS, G. *Experimental Determination of Stress-strain-time Characteristics in Laboratory and In Situ Tests*, Rotterdã: A. A. Balkema, 3, 915-956, 1991.
- AVERBECK, J. H. C. *O Cone Elétrico e sua Aplicação no Estudo de Fundações em Solos Coesivo-friccionais*. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1995.
- BALDI, G., BELLOTTI, R., GHIONNA, V., JAMIOLKOWSKI, M. & PASQUALINI, E. "Interpretation of CPTs and CPTUs: Drained Penetration of Sands", in: IV Int. Geotech. Seminar. Cingapura, 1986.

- BALIGH, M.M. "Strain Path Method", in: *J Geotech. Engng.* 111 (9), 1109-1136. New York: ASCE, 1985.
- BALIGH, M.M. "Undrained Deep Penetration, II: Pore Pressure", in: *Géotechnique*, 36 (4), 486-501, 1986.
- BALIGH, M.M. & LEVADOUX, J.N. "Consolidation After Undrained Piezocone Penetration II. Interpretation", in: *J Geotech. Engng.* 112 (7), 727-745. New York: ASCE, 1986.
- BALIGH, M.M.; AZZOUZ, A. S.; WISSA, Z. E. & MARTIN, R.T. "The piezocone penetrometer", in: *Cone Penetration Testing and Experience*, St. Louis, Missouri: Norris & Holtz, 1981.
- BARENTSEN, P. "Short Description of a Field-testing Method with Coneshaped Sounding Apparatus", in: *Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng.* Cambridge: Harvard University, 1936.
- BATISTA, H.M. e SAYAO, A.J.F. "Características Geotécnicas do Depósito de Argila Mole da Enseada do Cabrito, Salvador, Bahia", in: XI Cong. Bras. Mec. Solos Eng. Geot. Brasília, 1998.
- BATTAGLIO, M.; BRUZZI, D.; JAMIOLKOWSKI, M. & LANCELLOTTA, R. "Interpretation of CPT's and CPTU's - 1st part: Undrained Penetration of Saturated Clays", in: *Int. Geotech. Seminary Field Instrum. in situ Measurements.* 4, 129-143. Cingapura, 1986.
- BEGEMANN, H.K.S.P. "The Use of the Static Soil Penetrometer in Holland", in: *New Zealand Engng.* 18 (2), 41-49. Wellington, 1963.
- BEGEMANN, H.K.S.P. "The Friction Jacket Cone as an Aid in Determining the Soil Profile", in: 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Montreal: University Press, 1965.
- BJERRUM, L. "Embankments on Soft Ground: State-of-the-Art-Report", in: *Proc. Conf. Performance Earth and Earth-Supported Structures*, Georgia. New York: ASCE, 1973.
- BRUGGER, P.J.; ALMEIDA, M.S.S.; SANDRONI, S.S., BRANTES, R.J.; LACERDA, W.A. & DANZINGER, F. "Parâmetros Geotécnicos da Argila de Sergipe Segundo a Teoria dos Estados Críticos", in: X Cong. Bras. Mec. Solos Eng. Fund. Foz do Iguaçu, 1994.
- BUSTAMANTE, M. & GIANESELLI, L. "Pile Bearing Capacity Prediction by Means of Static Penetrometer CPT", in: 2nd European Symp. Penetration Testing, ESOPT-II. Rotterdã: Balkema, 1982.
- CAMPANELLA, R.G.; ROBERTSON, P.K. & GILLESPIE, D.G. "Cone Penetration Testing in Deltaic Soils", in: *Canadian Geotech. J.* 20 (1), 23-55, 1983.