

JOSÉ CARLOS DE MELO BERNARDINO

**ESTABILIDADE DE CURSOS D'ÁGUA ESCOANDO
SOBRE LEITOS ALUVIONARES NÃO COESIVOS**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de
São Paulo para obtenção do Título
de Mestre em Engenharia.

São Paulo
2005

JOSÉ CARLOS DE MELO BERNARDINO

**ESTABILIDADE DE CURSOS D'ÁGUA ESCOANDO
SOBRE LEITOS ALUVIONARES NÃO COESIVOS**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de
São Paulo para obtenção do Título
de Mestre em Engenharia.

Área de Concentração:
Engenharia Hidráulica

Orientador:
Prof. Dr. Giorgio Brighetti
Professor Titular do Departamento
de Engenharia Hidráulica e
Sanitária da EPUSP

São Paulo
2005

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

LISTA DE SÍMBOLOS

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1.	Considerações Gerais	1
1.2.	Objetivo e alcance do trabalho	4
1.3.	Apresentação do trabalho	4
2.	TÓPICOS DE MORFOLOGIA FLUVIAL	7
2.1.	Características de um curso d'água	7
2.2.	Evolução dos cursos d'água	11
2.2.1.	Formação	12
2.2.2.	Modelação	12
2.2.3.	Estabilização	17
2.3.	Classificação dos cursos d'água	17
2.3.1.	Canais Únicos	19
2.3.2.	Canais Múltiplos	27
3.	DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES E VELOCIDADES NOS ESCOAMENTOS EM CANAIS	30
3.1.	Introdução	30
3.1.1.	Tipos de escoamento	32
3.1.2.	Regimes de escoamento	34
3.2.	Equações básicas para escoamento em canais	41
3.2.1.	Princípio da Conservação de Massa	43
3.2.2.	Princípio da conservação de energia	44
3.2.3.	Equação da Quantidade de Movimento	44
3.2.4.	Coefficientes de distribuição de velocidades	46
3.2.5.	Avaliação da distribuição de pressões	47
3.3.	Distribuição da tensão de arraste	47
3.3.1.	Escoamento Turbulento	49
3.4.	Equações para estimativa da Velocidade Média (U) em canais	52
3.5.	Distribuição de Velocidades – Enfoque Determinístico	54
3.5.1.	Generalidades	54
3.5.2.	Escoamento Laminar	55
3.5.3.	Escoamento turbulento	57
3.5.4.	Comparação da equação de distribuição de velocidades logarítmica com a equação de Manning	63
3.5.5.	Observações sobre Rugosidade do Leito (k) e Rugosidade devido ao sedimento (k_s)	65
3.6.	Distribuição de Velocidades – Enfoque Probabilístico	67
3.6.1.	Introdução	67
3.6.2.	Definição da função densidade de probabilidades	70
3.6.3.	Definição de um sistema de coordenadas apropriado	73
3.6.4.	Modelação da distribuição de velocidades	76

3.6.5.	Estimativa dos parâmetros da equação de distribuição de velocidades	
	78	
3.6.6.	“Regularidades” no escoamento em canais e suas relações com o parâmetro M	80
3.7.	Comparação entre o enfoque determinístico e o probabilístico na determinação da distribuição de velocidades	87
4.	FUNDAMENTOS DO TRANSPORTE SÓLIDO EM CANAIS	90
4.1.	Introdução	90
4.2.	Origem e formação dos sedimentos	91
4.3.	Transporte fluvial de sedimentos	92
4.4.	Principais propriedades dos sedimentos	99
4.4.1.	Propriedades Individuais dos Sedimentos	99
4.4.2.	Propriedades dos sedimentos em conjunto	103
4.5.	Adimensionais do escoamento bifásico	109
4.5.1.	Parâmetros Característicos	109
4.5.2.	Definição dos Adimensionais	111
4.6.	Configurações de Fundo	112
4.6.1.	Tipos de Configurações de Fundo	112
4.6.2.	Métodos previsores de configurações de fundo	116
4.7.	Equações de Resistência ao Escoamento	118
4.7.1.	Métodos para previsão da resistência ao escoamento em canais aluvionares	120
4.7.2.	Influência dos sedimentos transportados em suspensão	129
4.8.	Condição Crítica para Início do Transporte de Sedimentos	132
4.8.1.	Considerações sobre a movimentação de sedimentos em rios	134
4.8.2.	Método de Shields	136
4.8.3.	Método de Lane	143
4.8.4.	Método de Gessler	145
4.8.5.	Método de Maza e García (simplificação do Método de Gessler)	150
4.8.6.	Métodos baseados na Velocidade Crítica (U_c)	151
4.9.	Equações para estimativa do Transporte Sólido	153
4.9.1.	GRUPO I – Transporte pela “capa” de fundo	156
4.9.2.	GRUPO II – Transporte total de fundo	161
4.9.3.	GRUPO III – Transporte total de fundo, calculando separadamente o transporte pela “capa” de fundo e o transporte de fundo em suspensão	165
5.	FUNDAMENTOS DO ESTUDO DA ESTABILIDADE DOS CURSOS D’ÁGUA	192
5.1.	Definição e aplicações do conceito de estabilidade	192
5.2.	Revisão Histórica	194
5.3.	Parâmetros característicos	196
5.3.1.	Regime de vazões (Vazão de formação)	199
5.3.2.	Variação da carga sedimentar	201
5.3.3.	Distribuição granulométrica do material do leito	202
5.4.	Graus de Liberdade	203
5.5.	Tipos de Estabilidade	205
5.5.1.	Estabilidade Estática	205
5.5.2.	Estabilidade Dinâmica	206
5.5.3.	Estabilidade Morfológica	207

6.	DESENVOLVIMENTO PLANIMÉTRICO DOS CURSOS D'ÁGUA E SUAS RELAÇÕES COM OS PERFIS LONGITUDINAL E TRANSVERSAL DO LEITO 207	
6.1.	Introdução	207
6.2.	Princípios físicos do escoamento em rios	210
6.3.	Trechos retilíneos	218
6.3.1.	Introdução	218
6.3.2.	Formação de bancos detríticos alternados.....	219
6.3.3.	Correntes secundárias.....	219
6.4.	Trechos sinuosos	226
6.4.1.	Introdução	226
6.4.2.	Resumo do conhecimento empírico	228
6.4.3.	Formulação matemática do escoamento em curvas	249
6.5.	Trechos meandantes.....	262
6.5.1.	Deslocamento e deformação de meandros.....	263
6.5.2.	Rompimentos de meandros (<i>Cut-offs</i>)	265
6.5.3.	Características geométricas em planta de trechos meandantes ou sinuosos regulares	268
6.5.4.	Descrição do traçado em planta de trechos meandantes (Curvas seno- geradas) 271	
6.5.5.	Correções de traçado em trechos meandantes	275
6.6.	Trechos anastomosados.....	276
6.6.1.	Generalidades	276
6.6.2.	Formação de trechos anastomosados	277
6.6.3.	Relações entre as diferentes tipologias de canais.....	278
7.	MÉTODOS PARA DEFINIÇÃO DA DECLIVIDADE E DAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL DE CANAIS ESTÁVEIS	282
7.1.	Considerações gerais	282
7.2.	Teoria do regime	286
7.2.1.	Panorama histórico.....	286
7.2.2.	Método de Kennedy	289
7.2.3.	Método de Lindley	292
7.2.4.	Método de Lacey.....	293
7.2.5.	Método de Blench	296
7.3.	Métodos baseados na evolução da Teoria do Regime	299
7.3.1.	Considerações gerais.....	299
7.3.2.	Método de Simons e Albertson	301
7.3.3.	Método de Altunin	305
7.3.4.	Método de Maza e Cruickshank.....	310
7.3.5.	Método de Engelund e Hansen	317
7.3.6.	Método de Kondap (Método baseado na análise dimensional)	320
7.4.	Métodos Racionais	323
7.4.1.	Evolução dos Métodos Racionais	323
7.4.2.	Método de Chang	326
7.4.3.	Método de Cao e Knight	333
7.5.	Metodologia simplificada para projeto de canais – Equilíbrio estático ...	339
7.5.1.	Considerações gerais.....	339

7.5.2.	Método de Lane.....	340
8.	AVALIAÇÃO CRÍTICA	346
8.1.	Definição do traçado em planta.....	346
8.2.	Métodos para avaliação das características geométricas da seção transversal e declividade dos canais em equilíbrio	347
8.2.1.	Definição do conjunto de parâmetros característicos.....	347
8.2.2.	Determinação dos parâmetros característicos a partir de dados de campo	348
8.2.3.	Definição da equação de forma.....	350
8.2.4.	Sobre o Método de Kondap (baseado na Análise Dimensional).....	351
8.2.5.	Sobre os Métodos Racionais	352
9.	CONCLUSÕES	355
9.1.	Definição do traçado em planta.....	355
9.2.	Métodos para avaliação das características geométricas da seção transversal e declividade dos canais em equilíbrio	356
9.2.1.	Determinação dos parâmetros característicos	356
9.2.2.	Evolução do tratamento do problema da estabilidade em cursos d'água	358
9.3.	Considerações finais.....	361
9.4.	Recomendações para pesquisas futuras	361
10.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	363
11.	BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA	371

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Balança representando variáveis que interferem no equilíbrio de um canal. Fonte: CHANG (1988).....	10
Figura 2.2 – Esquema para determinação do Índice de Sinuosidade, de acordo com a definição proposta por SCHUMM (1963).	20
Figura 2.3 – Variação no índice de sinuosidade para canais com curvas sucessivas alternadas. Fonte: CHRISTOFOLETTI (1981).	22
Figura 2.4 – Características de um trecho sinuoso. Na figura ω é o ângulo máximo entre o eixo do canal na curva e a direção preferencial de jusante (x).....	24
Figura 2.5 – Características de um trecho meandrante. Na figura ω é o ângulo máximo entre o eixo do canal na curva e a direção preferencial de jusante (x).....	25
Figura 2.6 – Exemplo de trecho de rio com formação de meandros. <i>Red River, Minnesota</i> . Fonte: CHANG (1988).	26
Figura 2.7 – Formação de meandros em vale rochoso. <i>San Juan River, Arizona</i> . Fonte: LEOPOLD et al. (1964).	26
Figura 2.8 – Esquema típico de um canal anastomosado. Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).	28
Figura 2.9 – Esquema simplificado de um canal ramificado.	28
Figura 2.10 – Esquema simplificado de um canal reticulado (cone de dejeção).....	29
Figura 3.1 – Perfil longitudinal e corte da seção transversal de um escoamento em canal.	31
Figura 3.2 – Esquema de deformação de um elemento fluido entre placas infinitas. Fonte: FOX; MCDONALD (2001).	35
Figura 3.3 – Variação da velocidade com o tempo para escoamentos permanentes laminar e turbulento. Fonte: FOX; MCDONALD (2001). ..	37
Figura 3.4 – Esquema de forças no perfil longitudinal de um escoamento em canal.	41
Figura 3.5 – Distribuição de tensões para escoamento livre. Fonte: YALIN (1977).....	49
Figura 3.6 – Esquema da distribuição da tensão de arraste no fundo e nas margens de um canal. Fonte: CHOW (1959).	50
Figura 3.7 – Distribuição de velocidades para o escoamento laminar. Fonte: YALIN (1977).	55
Figura 3.8 – Escoamento próximo do leito – Subcamada laminar (δ) e rugosidade dos grãos (k_s)	56
Figura 3.9 – Resultados experimentais da variação de B_s com Re_s . Fonte: YALIN (1977).....	60
Figura 3.10 – Comparação entre as curvas B e B_s . Fonte: YALIN (1977).	63

Figura 3.11 – Representação da conformação de fundo. Fonte: YALIN (1977).	65
Figura 3.12 – Sistema de coordenadas ξ x η para escoamento em canais. Fonte: CHIU; LIN (1983).	67
Figura 3.13 – Tipos de distribuição de velocidades e coordenadas ξ x η - (a) CLASSE III ($h'_{max} < 0$) e (b) CLASSE I ($h'_{max} > 0$). Fonte: CHIU (1989).	73
Figura 3.14 – Relação entre u_{max}/v^* e U/v^* - Fonte: CHIU (1991).	78
Figura 3.15 – Relação entre U e u_{max} . Adaptado de CHIU; TUNG (2002).	80
Figura 3.16 – Relação entre h'_{max}/h e $G(M)$ ou M . Fonte: CHIU; TUNG (2002).	81
Figura 3.17 – Relação entre y_m/h e M . Relação entre h'_{max}/h e M . Fonte: CHIU; TUNG (2002).	82
Figura 3.18 – Relação dos parâmetros α e β com o parâmetro M . Fonte: CHIU; TUNG (2002).	83
Figura 4.1 – Frequências acumulativas do transporte de sedimentos pelas variadas magnitudes de fluxo, para os rios Mississipi e Verde (Green). Fonte: CHRISTOFOLETTI (1981).	95
Figura 4.2 – Relação entre a velocidade de queda e o diâmetro nominal, o fator de forma e a temperatura do fluido – ICWR (1957). Fonte: MAZA; GARCÍA (1995).	98
Figura 4.3 – Exemplo de curva de distribuição granulométrica. Fonte: SIMONS; SENTÜRK (1976).	100
Figura 4.4 – Determinação do ângulo de repouso, segundo LANE (1947). Fonte: LENCASTRE (1983).	104
Figura 4.5 – Tipos de configurações do leito e da superfície do escoamento. Fonte: RAMOS (1984).	110
Figura 4.6 – Método gráfico para determinação da conformação de fundo, segundo GARDE; RANGA RAJU (1963). Fonte: RAMOS (1984).	112
Figura 4.7 – Método gráfico para definição da conformação de fundo, segundo ENGELUND; HANSEN (1966). Fonte: RAMOS (1984).	114
Figura 4.8 – Método gráfico para previsão da resistência ao escoamento, segundo GARDE; RANGA RAJU (1966). Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).	117
Figura 4.9 – Determinação dos coeficientes K_1 e K_2 da análise realizada por RANGA RAJU (1970). Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).	118
Figura 4.10 – Método gráfico para previsão da resistência ao escoamento, segundo RANGA RAJU (1970). Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).	119
Figura 4.11 – Determinação da velocidade média para escoamento em canais aluvionares segundo CRUICKSHANK; MAZA (1973). Fonte: RAMOS (1984).	121

Figura 4.12 – Resistência ao escoamento segundo ENGELUND; HANSEN (1967). Fonte: SIMONS; SENTÜRK (1976).	124
Figura 4.13 – Esquema de forças atuando sobre partícula depositada no fundo do canal.	133
Figura 4.14 – Diagrama de Shields modificado. Fonte: CHANG (1988).	137
Figura 4.15 – Comparação do critério de Lane com a curva de Shields. Fonte: LENCASTRE (1983).	140
Figura 4.16 – Velocidade crítica em função do diâmetro do sedimento – ASCE (1967). Fonte: CHANG (1988).	148
Figura 4.17 – Modelo de transporte por arraste de fundo segundo Du Boys. Fonte: MAZA; GARCÍA (1995).	152
Figura 4.18 – Distribuição da concentração de sedimentos. Fonte: MAZA; GARCÍA (1995).	163
Figura 4.19 – Coeficiente K_{SC} segundo CHANG <i>et al.</i> (1967). Fonte: MAZA; GARCÍA (1995).	172
Figura 4.20 – Valores da constante de von Karman em função de Re_* , segundo CHANG <i>et al.</i> (1967). Fonte: MAZA; GARCÍA (1995).	173
Figura 4.21 – Valores de I_1 como função de A_{CS} e z_{CS} , segundo CHANG <i>et al.</i> (1967). Fonte: MAZA; GARCÍA (1995).	176
Figura 4.22 – Valores de I_2 como função de A_{CS} e z_{CS} , segundo CHANG <i>et al.</i> (1967). Fonte: MAZA; GARCÍA (1995).	177
Figura 4.23 – Esquema de definição do nível de referência para concentração. Fonte: VAN RIJN (1984b).	186
Figura 6.1 – Resultados dos ensaios de J. F. Friedkin realizado em Waterways Experimental Station nos EUA, Mississippi. Fonte: LELIAVSKY (1964).	208
Figura 6.2 – Esquema simplificado de uma seção transversal de um canal em curva, representando a sobrelevação na margem côncava e a corrente secundária.	210
Figura 6.3 – Esquema geral do suporte para o aparato de registro da direção das correntes em rios de N. de Leliavsky. Fonte: LELIAVSKY (1964).	212
Figura 6.4 – Detalhe do aparato desenvolvido por N. de Leliavsky para registro da direção das correntes em rios. Fonte: LELIAVSKY (1964).	212
Figura 6.5 – Experimento original de Thomson para explicar o modelo fundamental de formação de curvas em rios. Fonte: LELIAVSKY (1964).	213
Figura 6.6 – Observações a respeito da formação de correntes secundárias em trechos retos. Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).	216
Figura 6.7 – Mecanismo de geração de correntes secundárias para escoamentos em canais. Fonte: NEZU <i>et al.</i> (1993).	219
Figura 6.8 – Linhas de corrente do escoamento secundário. (a) Medidas de campo com medidores eletromagnéticos (b) Medidas de laboratório com LDA. Fonte: NEZU <i>et al.</i> (1993).	221

Figura 6.9 – Medições das correntes secundárias para canais de grande largura. Fonte: NEZU et al. (1993).	222
Figura 6.10 – Talvegue de um curso d'água natural ao longo de um trecho sinuoso. Fonte: LELIAVSKY (1964).	228
Figura 6.11 – Representação da defasagem para jusante (Δl) das fossa e soleira no escoamento em curva. Início da curva (I) e Término da curva (T).	229
Figura 6.12 – Ângulo (α) entre as tangentes extremas do trecho em curva IT.	231
Figura 6.13 – Espiral Involutiva de Fargue. Fonte: LELIAVSKY (1964).	234
Figura 6.14 – Gráfico da relação entre a profundidade do escoamento e a curvatura do leito para o rio Elba, de acordo com os dados obtidos por R. Jasmund. Fonte: LELIAVSKY (1964).	237
Figura 6.15 – Perfil da seção transversal de um curso d'água com relação a seu traçado em planta para trechos curvos. Fonte: BANDINI (1958).	244
Figura 6.16 – Seção típica de um escoamento em curva. Adaptado de CHANG (1988).	247
Figura 6.17 – Gráfico das funções $F_1(\eta)$ e $F_2(\eta)$. Fonte: CHANG (1988).	251
Figura 6.18 – Esquema das correntes de fundo e superficial para um escoamento em canal. Fonte: CHANG (1988).	252
Figura 6.19 – Exemplos de rios sinuosos e meandranes. Fonte: CHANG (1988).	260
Figura 6.20 – Movimentos elementares de um meandro: Translação e deformação. Fonte: BANDINI (1958).	262
Figura 6.21 – Esquema de um Rompimento de meandro (<i>cut-off</i>). Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).	263
Figura 6.22 – Esquema de um meandro abandonado. Fonte: CRISTOFOLETTI (1981).	263
Figura 6.23 – Curva seno-gerada e representação gráfica do desvio angular em relação à distância ao longo do canal. Fonte: CRISTOFOLETTI (1981).	270
Figura 6.24 – Aplicação do modelo de curva seno-gerada a um trecho meandrante do Rio Mississippi em Greenville. Fonte: CHANG (1988).	271
Figura 6.25 – Relação entre declividade e sinuosidade do talvegue e entre declividade e sinuosidade do canal, segundo SCHUMM; KHAN (1972). Fonte: CRISTOFOLETTI (1981).	277
Figura 7.1 – Variação da largura média em função da vazão e do tipo de canal, segundo SIMONS; ALBERTSON (1960). Note que no gráfico as grandezas são expressas em unidades inglesas, ao passo que as equações foram apresentadas no SI. Fonte: CHANG (1988).	300
Figura 7.2 – Determinação da profundidade e declividade estáveis de acordo com o método proposto por ENGELUND; HANSEN (1967). Neste gráfico as características da seção estão representadas com os símbolos utilizados pelos autores – profundidade (D) e declividade (S). Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).	316

Figura 7.3 – Determinação da área da seção estável segundo KONDAP (1977). Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).	319
Figura 7.4 – Diagrama de blocos do método de Chang. Fonte: CHANG (1980).....	325
Figura 7.5 – Resultados da aplicação do método de Chang para diferentes valores de largura do canal. Note que é apontado como solução o valor correspondente à declividade mínima. Fonte: CHANG (1988).	328
Figura 7.6 – Gráfico de projeto de canais escoando sobre leitos aluvionares para uma inclinação de margens de 1V:1,5H e declividade conhecida. Fonte: CHANG (1988).	329
Figura 7.7 – Esquema de metade da seção transversal de um canal adotada no modelo de cálculo por CAO; KNIGHT (1997). Eixo y é de simetria.	331
Figura 7.8 – Comparação da largura da superfície livre. Fonte: CAO; KNIGHT (1997).....	335
Figura 7.9 – Comparação da área da seção transversal. Fonte: CAO; KNIGHT (1997).....	335
Figura 7.10 – Determinação das tensões máximas no fundo e nas margens. Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).	339

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classificação de canais únicos de acordo com <i>IS</i> e proposta por SCHUMM (1963). Fonte: CHRISTOFOLETTI (1981).....	21
Tabela 4.1 – Contribuição proporcional do transporte pela “capa” de fundo e em suspensão para a carga total de sedimentos (GREGORY; WALLING, 1973). Fonte: CHRISTOFOLETTI (1981).....	94
Tabela 4.2 – Classificação dos sedimentos através da dimensão de acordo com o Subcommittee on Sediment Terminology of the American Geophysical Union. Fonte: RAMOS (1984).	97
Tabela 4.3 – Valor de porosidade (η). Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).....	103
Tabela 4.4 – Ângulo de Repouso em função do diâmetro médio e tipo de material. Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).	105
Tabela 4.5 – Estudo sobre conformações do leito preparado por SIMONS; RICHARDSON (1961). Fonte: RAMOS (1984).	111
Tabela 4.6 – Faixa de variação dos parâmetros para os dados plotados no gráfico do método proposto por RANGA RAJU (1970).	120
Tabela 4.7 – Comparação entre fatores de atrito para escoamentos com sedimento em suspensão e com águas claras. Fonte: VANONI; NOMICOS (1960).	127
Tabela 4.8 – Tipos de transporte sólido a serem estimados de acordo com o estudo em canais. Fonte: MAZA; GARCÍA (1995).....	150
Tabela 6.1 – Valores de F_l	239
Tabela 6.2 – Valores da função φ . Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978). ..	249
Tabela 6.3 – Resultados de estudos empíricos para características geométricas de trechos meandantes/sinuosos. Unidades no Sistema Internacional. ...	266
Tabela 7.1 – Variação dos valores de α_K e β_K para diversos canais. Fonte: GARDE;RANGA RAJU (1978).	289
Tabela 7.2 – Coeficientes das equações de Simons e Albertson para unidades no SI.....	301
Tabela 7.3 – Valores da velocidade u_ϕ em função do diâmetro característico d	306
Tabela 7.4 – Redução no valor da tensão crítica devido ao efeito de curvas no curso d’água. Fonte: GARDE;RANGA RAJU (1978).....	340

LISTA DE SÍMBOLOS

	Definição	Dimensão
a_b	espessura da “capa” de fundo	(L)
A	área da seção transversal do canal	(L ²)
A_C	amplitude do eixo central de um meandro	(L)
A'_C	amplitude das margens externas de um meandro	(L)
A_k	amplitude média das deformações de fundo	(L)
b	largura da base da seção transversal do canal	(L)
B	largura da superfície livre do escoamento	(L)
B_m	largura média da seção transversal	(L)
c_R	curvatura	(L ⁻¹)
c_{Rm}	curvatura média de um trecho	(L ⁻¹)
C	coeficiente de Chezy	(L ^{1/2} T)
C_s	concentração de sedimentos	
$C_{s,a}$	concentração de referência	
d	diâmetro característico	(L)
d_e	diâmetro equivalente	(L)
d_i	diâmetro de partícula para o qual “i%” do material sólido da amostra tem diâmetro menor (i = 1 a 100)	(L)
d_m	diâmetro médio da amostra	(L)
d^*	número de Yalim	
f	fator de atrito	
F_D	força de arraste	(MLT ⁻²)
F_L	força de sustentação	(MLT ⁻²)

Fr	número de Froude	
F^*	parâmetro de mobilidade do sedimento	
g	aceleração da gravidade	(LT ⁻²)
g_s	vazão sólida específica em peso	(MT ⁻³)
g_{SBC}	vazão sólida específica pela “capa” de fundo	(MT ⁻³)
g_{SBS}	vazão sólida específica de fundo em suspensão	(MT ⁻³)
g_{SBC}	vazão sólida específica total de fundo	(MT ⁻³)
g_{SL}	vazão sólida específica de lavagem	(MT ⁻³)
g_{SS}	vazão sólida específica em suspensão	(MT ⁻³)
g_{ST}	vazão sólida específica total	(MT ⁻³)
G	peso submerso da partícula	(MLT ⁻²)
G_s	vazão sólida em peso	(MLT ⁻³)
h	profundidade do escoamento	(L)
h_C	profundidade do escoamento num trecho em curva	(L)
$h_{C,c}$	profundidade no eixo central do canal num trecho curvo	(L)
h_{Cm}	profundidade média do escoamento num trecho em curva	(L)
$h_{C,max}$	profundidade máxima de um trecho em curva	(L)
h_m	profundidade média do escoamento	(L)
h_0	profundidade do escoamento no eixo central do canal	(L)
h^*	adimensional de profundidade	
H	entropia, definida pela Teoria da Informação	
i	declividade do canal	
i_{ar}	inclinação da linha d’água na direção radial	
IS	índice de sinuosidade	

j	declividade da linha de energia	
k	rugosidade absoluta	(L)
k_s	rugosidade de fundo devido ao grão	(L)
l	comprimento de mistura de Prandtl	(L)
M	parâmetro de Chiu	
n	número de Manning	(L ^{-1/3} T)
p	função densidade de probabilidades	
P	perímetro molhado	(L)
q	vazão líquida específica	(L ² T ⁻¹)
Q	vazão líquida; vazão de formação	(L ³ T ⁻¹)
Q_s	vazão sólida em volume	(L ³ T ⁻¹)
$Q_{s,max}$	vazão sólida de saturação	(L ³ T ⁻¹)
r_{ext}	raio da margem côncava	(L)
r_{int}	raio da margem convexa	(L)
r_c	raio do eixo central do canal	(L)
Re	número de Reynolds	
Re_a	número de Reynolds de atrito	
Re^*	número de Reynolds do grão	
R_h	raio hidráulico	(L)
R'_h	raio hidráulico devido ao grão	(L)
SF	fator de forma do sedimento	
t	tempo	(T)
TR	período de retorno	(T)
u	velocidade do escoamento na direção de jusante	(LT ⁻¹)

u_{bc}	velocidade crítica para início de transporte sólido junto ao fundo	(LT ⁻¹)
u_m	média temporal da velocidade na direção de jusante	(LT ⁻¹)
u'	flutuação de velocidade na direção de jusante	(LT ⁻¹)
U	velocidade média do escoamento na direção de jusante	(LT ⁻¹)
U_c	velocidade média crítica para início de transporte sólido	(LT ⁻¹)
v	velocidade do escoamento na direção vertical	(LT ⁻¹)
v'	flutuação de velocidade na direção vertical	(LT ⁻¹)
v_r	velocidade na direção radial	(LT ⁻¹)
v^*	velocidade de atrito	(LT ⁻¹)
v^*_c	velocidade de atrito crítica para a condição de início de transporte de sedimentos	(LT ⁻¹)
v'^*	velocidade de atrito devido ao grão	(LT ⁻¹)
V_{ol}	volume	(L ³)
w	velocidade do escoamento na direção transversal	(LT ⁻¹)
x	eixo horizontal que se confunde com a direção de jusante para canais de pequena declividade	(L)
y	eixo vertical que representa a distância do fundo do canal até um ponto qualquer do escoamento até	(L)
y_{min}	limite inferior da região de escoamento turbulento plenamente desenvolvido	(L)
z	eixo transversal ao escoamento	(L)
Z	coeficiente de Rouse	
α	Coeficiente de Coriolis	
β	Coeficiente de Boussinesq	
β_{sm}	coeficiente de proporcionalidade entre ε_s e ε_m	
γ	peso específico da água	(ML ⁻² T ⁻²)

γ_s	peso específico do sedimento	(ML ⁻² T ⁻²)
δ	limite superior da subcamada laminar	(L)
Δ	altura das deformações de fundo	(L)
$\Delta\gamma_s$	peso específico submerso do sedimento	(ML ⁻² T ⁻²)
ε_m	coeficiente de transferência de quantidade de movimento	(L ² T ⁻¹)
ε_s	coeficiente de difusão para transferência de massa	(L ² T ⁻¹)
η	Lugar geométrico das linhas ortogonais às isovelozes; Relação adimensional entre y e h ; Porosidade do material sólido	
λ	multiplicador de Lagrange	
λ_c	comprimento de onda de um meandro	(L)
Λ	comprimento médio das deformações de fundo	(L)
μ	viscosidade dinâmica da água	(ML ⁻¹ T ⁻¹)
ν	viscosidade cinemática da água	(L ² T ⁻¹)
ξ	lugar geométrico dos pontos de mesma velocidade	
ρ	massa específica da água	(ML ⁻³)
σ_g	desvio padrão geométrico da amostra de solo	
ρ_s	massa específica do sedimento	(ML ⁻³)
τ_m	tensão de arraste nas margens do canal	(ML ⁻¹ T ⁻²)
τ_{mc}	tensão de arraste crítica para início de movimento do material presente nas margens	(ML ⁻¹ T ⁻²)
τ_0	tensão de arraste junto ao fundo	(ML ⁻¹ T ⁻²)
τ_{0c}	tensão de arraste crítica junto ao fundo para início de transporte sólido	(ML ⁻¹ T ⁻²)
τ^*	parâmetro de Shields	

τ_{*c}	parâmetro de Shields para condição crítica de início de transporte de sedimentos	
ϕ	ângulo de repouso do sedimento	
ϕ_{TE}	taxa de dissipação de energia	(ML ² T ⁻³)
ϕ_{TP}	potência específica do escoamento	(MLT ⁻³)
ϕ_{UP}	potência específica do escoamento por unidade de peso	(LT ⁻¹)
Φ_E	parâmetro de transporte sólido de Einstein	
χ	constante de von Karman	
ω	ângulo máximo entre as tangentes ao eixo central do canal e a direção principal de jusante	
ω_s	velocidade de sedimentação	(LT ⁻¹)
ω_i	velocidade de sedimentação referente ao diâmetro d_i	(LT ⁻¹)

OBS.: As dimensões são representadas por:

M – massa
L – comprimento
T – tempo

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Gerais

Desde os primórdios, o homem sempre procurou fixar-se em regiões próximas aos cursos d'água naturais, com o objetivo de utilizá-los como fonte de alimentos e dessedentação.

Com o passar dos séculos, o vínculo das civilizações humanas com relação aos cursos d'água naturais passou a aumentar, através do desenvolvimento de novos usos para estes, tais como: navegação, irrigação para agricultura, geração de energia, entre outros.

Juntamente com estes novos objetivos decorrentes da evolução humana surgiu também a necessidade de promover diversas alterações no estado natural dos cursos d'água e, de uma forma geral, na bacia hidrográfica como um todo. Como exemplos destas alterações pode-se citar:

- Modificações no traçado dos rios com objetivo de atender a navegação;
- Construção de canais artificiais para fins de irrigação, drenagem ou navegação;
- Construção de barramentos no leito do rio para fins diversos como: geração de energia, promoção da navegação, captação de água para abastecimento humano ou irrigação;
- Alterações no leito do rio e construções de diques laterais para controle de cheias;
- Modificações no uso dos solos da bacia hidrográfica, em função do surgimento de centros urbanos ou através da implantação de zonas agrícolas, entre outras;

Todas estas alterações promovidas pela ação humana na bacia hidrográfica podem provocar o rompimento de uma complexa cadeia de equilíbrio natural, desenvolvida ao longo dos séculos, a partir da qual os rios definem uma configuração estável, ou seja, uma conformação na qual suas características geométricas da seção transversal, declividade e traçado em planta não sofrem alterações significativas através dos anos.

Portanto, para o adequado projeto de obras fluviais é necessário conhecer os princípios físicos e as condições sob as quais um curso d'água natural atinge seu estado de equilíbrio, a fim de estimar as possíveis conseqüências que estas intervenções causarão sobre a condição de estabilidade do rio. Além disso, a compreensão da dinâmica do equilíbrio de um rio também é fundamental para o sucesso de outros tipos de obras que envolvam a ocupação de áreas ribeirinhas, tais como: implantação de complexos industriais, construção de estradas e pontes, entre outras.

A configuração estável de um sistema fluvial é controlada por uma série de fatores que variam no tempo e no espaço, sendo que os mais importantes são: intensidade e freqüência das precipitações; declividade do vale; afloramentos rochosos; propriedades do solo (como composição mineral, distribuição granulométrica, grau de coesão e forma dos sedimentos); cobertura vegetal da bacia hidrográfica; e intervenções humanas (através de obras no leito do rio ou através de uso do solo da bacia).

A grande dificuldade na definição das condições de estabilidade de um curso d'água natural reside no número extenso de quantidades físicas que podem ser ajustadas ao longo do tempo. Por exemplo, relacionadas ao contorno sólido (canal propriamente dito), podem variar: a geometria do canal, a rugosidade do leito, a declividade e o traçado em planta. Relacionadas à corrente fluida, podem variar: a distribuição de velocidades, a profundidade e o aporte de sedimentos.

Assim, para definir analiticamente o estado de equilíbrio de um rio é necessário um número de equações suficiente para descrever cada uma das incógnitas do sistema, chamadas na Hidráulica Fluvial de graus de liberdade. No caso de canais que escoam sobre leito composto por material aluvionar é comum definir até quatro graus de

liberdade, que são: a largura da seção transversal, a profundidade do escoamento, a declividade do canal e o traçado em planta do curso d'água. Contudo, em geral, os problemas de cálculo de estabilidade consideram cursos d'água com três graus de liberdade, sendo que o traçado em planta não é levado em conta diretamente numa primeira avaliação. Isto porque o desenvolvimento planimétrico pode ser também entendido como uma função da declividade de equilíbrio do canal, podendo ser avaliado posteriormente através da comparação entre a declividade do vale e a declividade de equilíbrio determinada por meio de cálculos.

Muitos pesquisadores desde o final do século XIX têm procurado desenvolver um conjunto de equações que seja capaz de definir este estado de equilíbrio. Os primeiros métodos para cumprir este objetivo tinham fundamento absolutamente empírico, ou seja, as equações eram obtidas a partir de observações da natureza, através das quais procurava-se relacionar as características de interesse (como geometria do leito e declividade) com a vazão do rio.

Entretanto, com o passar dos tempos, os métodos para avaliação da condição de equilíbrio apresentaram notória evolução, com a introdução de princípios físicos (próprios do escoamento em canais) na análise do problema e na definição das equações. Após este avanço quase todos os métodos passaram a utilizar basicamente dois tipos de equações:

- Equações de resistência ao escoamento;
- Equações para quantificar o transporte sólido;

Portanto, caso considere-se um canal com três graus de liberdade, ainda existe a necessidade de uma terceira equação, que é o ponto diferencial entre as diversas abordagens para solução do problema. São propostas como terceira equação, por exemplo, relações que permitam avaliar a largura do canal a partir de análises empíricas ou semiteóricas sobre a resistência do material que compõe as margens. É

possível ainda utilizar uma equação derivada do princípio de que algumas grandezas físicas assumem valores extremos (máximos ou mínimos) para a condição de estabilidade de um canal.

1.2. Objetivo e alcance do trabalho

A finalidade principal deste trabalho é apresentar o estado da arte sobre o estudo da estabilidade de cursos d'água escoando sobre leitos aluvionares, apresentando métodos que permitam a definição analítica do estado de equilíbrio, e classificando-os de acordo com o enfoque dado para a solução do problema.

Além disso, na medida do possível, a apresentação dos métodos segue uma ordem cronológica, a fim de retratar a evolução pela qual tem passado o estudo da estabilidade dos cursos d'água, desde o seu princípio até os dias de hoje.

É importante salientar que este trabalho vai restringir seu estudo aos cursos d'água que escoam sobre leitos aluvionares nos quais o efeito da coesão na resistência das partículas do leito pode ser desprezado. Além disso, os métodos para estimativa das condições de estabilidade consideram o escoamento como bidimensional, permanente e uniforme.

1.3. Apresentação do trabalho

Para desenvolvimento do trabalho, optou-se por uma apresentação dos conceitos básicos de hidráulica antes da exposição dos métodos de avaliação das condições de estabilidade propriamente ditos. Estes conceitos são utilizados diretamente nas equações dos métodos de estabilidade, e envolvem definições como distribuição de velocidades e tensões num escoamento em rios, assim como os mecanismos de transporte de material sólido pela corrente fluida.

O trabalho foi dividido em capítulos, organizados da seguinte forma:

- Capítulo 2: Apresenta os conceitos básicos de Hidráulica Fluvial, que permitem compreender os mecanismos físicos que provocam as alterações nas características geométricas do leito dos rios e que conduzem ao estado final de equilíbrio;
- Capítulo 3: Relata alguns princípios do escoamento em canais, assim como equações que permitem descrever a distribuição de tensões e velocidades para o escoamento com superfície livre. Neste capítulo são apresentadas equações de resistência ao escoamento (com fronteira fixa), que são utilizadas na aplicação de alguns métodos de estabilidade;
- Capítulo 4: Aborda os principais conceitos do escoamento bifásico em canais, tais como condições de início de transporte de sedimentos, modalidades de transporte sólido, conformações do leito, entre outras. Além disso, são apresentadas equações que permitem avaliar a resistência ao escoamento para canais com fundo móvel, bem como equações para quantificar as diversas modalidades de transporte sólido. Ambas são utilizadas na aplicação de métodos de estabilidade;
- Capítulo 5: É uma introdução aos estudos de métodos de estabilidade, apresentando conceitos básicos como vazão de formação, graus de liberdade e tipos de estabilidade de um curso d'água. Além disso, é apresentada uma breve revisão histórica da evolução dos diversos tipos de estudos de estabilidade em canais;
- Capítulo 6: Apresenta o primeiro tipo de enfoque para o estudo da estabilidade, discutindo as relações entre os perfis longitudinal e transversal do leito com o traçado planimétrico dos cursos d'água. Estes estudos são baseados em avaliações empíricas, que procuram estabelecer relações para as dimensões características do traçado em planta de canais (considerados como estáveis), obtidas a partir de observações na natureza ou resultados de laboratório. Ainda neste capítulo é apresentada uma visão geral sobre algumas características do escoamento para as principais tipologias de traçado de cursos d'água encontrados na natureza;
- Capítulo 7: Retrata outro tipo de enfoque para o estudo da estabilidade, que envolve a definição de equações para determinar as características geométricas da seção

transversal do leito, bem como a declividade do canal. Neste enfoque, a geometria do traçado em planta não é considerada diretamente nas expressões desenvolvidas. Existem diversas abordagens para este tipo de estudo, com métodos que utilizam apenas equações empíricas, e outros que procuram estabelecer relações baseadas em conceitos físicos a respeito do escoamento em leitos móveis;

- Capítulo 8: Apresenta uma avaliação crítica a respeito dos principais conceitos e métodos apresentados ao longo do trabalho;
- Capítulo 9: Apresenta as conclusões e considerações finais do trabalho.

2. TÓPICOS DE MORFOLOGIA FLUVIAL

2.1. Características de um curso d'água

A Hidráulica Fluvial pode ser entendida como um conjunto de informações e equações que procura estabelecer relações entre algumas características notáveis de um curso d'água, tais como: largura da seção transversal, profundidade do escoamento, perfil longitudinal, inclinação das margens, vazão líquida, vazão sólida, desenvolvimento planimétrico, entre outras. Em geral, estas relações foram formuladas a partir de pesquisas de campo realizadas em rios considerados em equilíbrio, ou através de estudos de laboratório em modelos físicos de escala reduzida.

Genericamente, considera-se que um curso d'água esteja em equilíbrio, caso este não apresente alterações significativas em seus parâmetros geométricos (tais como: largura, profundidade, traçado em planta, declividade) ao longo dos anos, mantendo assim uma conformação estável.

É evidente que sazonalmente, mesmo os rios em equilíbrio, podem sofrer alterações em seus parâmetros devido ao seu regime de vazões. Por exemplo, o rio pode descrever um traçado de pouca sinuosidade na passagem de grandes cheias, para as quais ocupa o que se chama de leito maior, enquanto que no período de estiagem ocupa um leito menor de traçado muito mais sinuoso. Além disso, nos cursos d'água aluvionares, em geral, o período de vazões mais altas tem grande capacidade de transporte sólido, ao passo que o período de vazões baixas tem transporte de sedimentos praticamente nulo.

Estas alterações sazonais devido ao regime de vazões não significam que o rio não esteja em equilíbrio, mas sim que o equilíbrio dos cursos d'água é dinâmico, ou seja, os parâmetros característicos sofrem variações sazonais, mas mantém a mesma conformação ao longo dos anos.

Uma maneira de avaliar se o trecho de um rio está em equilíbrio é através da medição da vazão sólida a montante e a jusante do trecho. Isto pois, num dado trecho de um

curso d'água estável, não devem ocorrer erosões ou deposições significativas de sedimentos, o que significa que a vazão sólida correspondente à seção de entrada num dado trecho deve ser mantida na seção de saída, a menos de eventuais acréscimos correspondentes à contribuições da bacia hidrográfica ou afluentes. Em outras palavras, diferenças significativas na vazão sólida no início e final de um dado trecho (descontando-se as contribuições externas ao leito no próprio trecho) são indícios de desequilíbrio¹.

É importante destacar que um conjunto qualquer de equações obtidas num determinado curso d'água natural em equilíbrio (relacionando grandezas de interesse como vazão, largura da seção transversal e profundidade do escoamento), dificilmente pode ser aplicado diretamente para definição do estado de equilíbrio de outro curso d'água qualquer. Isto porque é muito complicado descrever explicitamente, por meio de equações, todos os fatores que influenciam na morfologia fluvial.

Entre os principais fatores que afetam a morfologia de um curso d'água, pode-se citar:

➤ Em relação à bacia hidrográfica:

- Forma
- Topografia
- Geologia
- Recobrimento vegetal
- Regime Hidrológico
- Uso do solo

➤ Em relação ao leito do curso d'água:

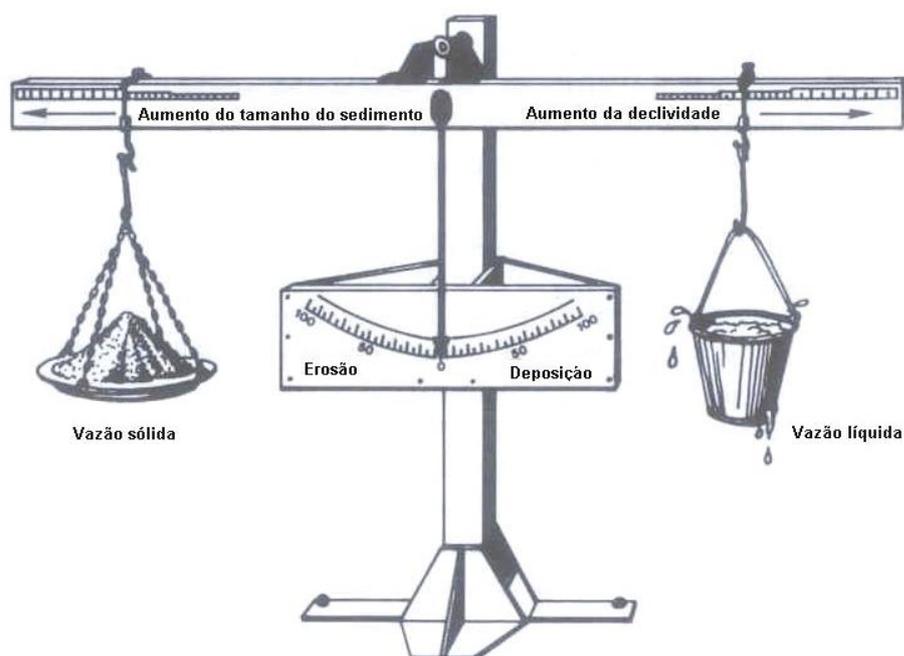
¹ O conceito de estabilidade de um curso d'água natural é estudado em maiores detalhes no capítulo 5 deste trabalho.

- Traçado em planta
 - Perfil longitudinal
 - Largura
 - Profundidade
 - Rugosidade
- Em relação aos sedimentos transportados pela corrente:
- Quantidade de sedimentos transportados por arraste de fundo
 - Quantidade de sedimentos transportados em suspensão
 - Características dos sedimentos (diâmetro, peso específico, entre outras)
- Regime de vazões do curso d'água

Todos estes fatores influenciam diretamente na tentativa de estabelecer relações de equilíbrio para um determinado curso d'água. Portanto, é daí que surge a dificuldade de generalizar estas relações, afinal cada curso d'água possui características únicas.

Para dificultar ainda mais o problema, todos estes fatores podem variar no tempo e no espaço, sendo que o equilíbrio é atingido lentamente ao longo dos séculos, através de mecanismos que serão abordados com maiores detalhes no item 2.2.

LANE (1955) propôs um conceito de equilíbrio baseado nas relações entre vazão líquida, vazão sólida, características dos sedimentos e declividade do leito, que pode ser ilustrada pela Figura 2.1.



**Figura 2.1 – Balança representando variáveis que interferem no equilíbrio de um canal.
Fonte: CHANG (1988).**

Apesar de ser apenas um modelo ilustrativo e simplificado, o esquema da balança proposto na Figura 2.1 é muito interessante, pois mostra claramente um dos mais importantes princípios do equilíbrio em cursos d'água, que é: a alteração de uma ou mais variáveis provoca necessariamente modificações em uma ou mais das outras variáveis, de tal forma que o equilíbrio seja restaurado.

Outro fator importante a ser mencionado é que o estado de equilíbrio, que demora tanto tempo para ser atingido, pode ser rapidamente rompido devido a eventuais alterações na bacia hidrográfica, tais como: mudanças climáticas ou hidrológicas, ou ainda, eventos tectônicos. As alterações nas bacias hidrográficas também podem ser provocadas pela ação humana, através de modificações no uso do solo da bacia, como por exemplo: impermeabilização de zonas urbanas, desmatamentos, cultivos agrícolas em áreas extensas, entre outras.

Um outro modo comum de rompimento do equilíbrio é a ação direta do homem sobre o curso d'água através de atividades como: construção de barragens, implantação de

obras de retificação do leito, obras de regularização, captações de água para diversos fins, entre outras.

Dessa maneira, fica claro que, para execução de obras fluviais, não basta utilizar relações matemáticas determinadas para cursos d'água em equilíbrio, ainda que estes tenham características similares ao curso d'água no qual se pretende implantar a obra. É importante conhecer muito bem cada caso em particular, e sempre utilizar os valores obtidos a partir de diversas relações conhecidas, determinado-se assim limites próximos da condição de equilíbrio. Portanto, fica evidente que o sucesso da aplicação prática dos conceitos e equações da Hidráulica Fluvial em obras de Engenharia está vinculado à experiência do projetista e ao uso dos resultados fornecidos com bom senso.

2.2. Evolução dos cursos d'água

Para tentar equacionar problemas complexos, como a estabilidade de cursos d'água escoando sobre leitos erodíveis, é preciso compreender e tentar descrever, da maneira mais completa e racional possível, os fenômenos físicos envolvidos no processo.

Para atingir este objetivo, o primeiro passo natural é compreender o processo de evolução dos cursos d'água, desde sua formação até sua estabilização.

Adotando a classificação proposta por BANDINI (1958), é possível dividir o mecanismo de evolução de um curso d'água natural em três etapas:

- Formação;
- Modelação;
- Estabilização.

2.2.1. Formação

Os cursos d'água formam-se a partir do escoamento das águas pluviais na superfície do solo, que correm através das linhas de maior depressão do terreno, denominadas de talwegues.

Esta água excedente das chuvas inicia um processo de incisão do terreno ao longo das linhas de talwegue. Esta incisão ocorre em virtude da capacidade do escoamento de arrastar sedimentos, sendo que o processo erosivo inicia-se pelos materiais desagregados mais finos do solo. A própria ação abrasiva dos materiais arrastados pela água, que provocam atrito e choques contra o solo, também contribui para a erosão do terreno.

A incisão do solo é responsável pela formação do primeiro álveo do curso d'água. Ao longo dos séculos, lentamente a ação do escoamento vai provocando grandes modificações neste álveo inicial, o que constitui a chamada fase de modelação do rio.

2.2.2. Modelação

A fase de modelação de um rio é caracterizada por modificações nas características geométricas do curso d'água, tais como: traçado em planta, largura da seção transversal, inclinação das margens e profundidades do escoamento.

Estas modificações devem-se aos mecanismos de erosão e deposição que ocorrem ao longo do canal, e que são regidos por alguns princípios básicos, a saber: princípio da saturação, lei das declividades e princípio da seleção. Cada um destes princípios é explicado a seguir.

2.2.2.1 Princípio da Saturação

Um determinado escoamento é capaz de veicular uma quantidade máxima de material sólido $Q_{S,max}$. Esta quantidade máxima, também chamada de valor de saturação, varia de acordo com diversos fatores, sendo que os principais são: vazão do escoamento (Q);

declividade do terreno (i); diâmetro do material do terreno (d); peso específico do material (γ_s); e um fator de forma do curso d'água, que pode ser o raio hidráulico (R_h : relação entre área da seção de escoamento e perímetro molhado).

A vazão, a declividade e o raio hidráulico (que pode ser aproximado pela profundidade do escoamento para rios de grande largura) estão relacionados com a energia disponível para o escoamento transportar uma determinada quantidade de material sólido. Portanto, de modo geral, pode-se dizer que quanto maiores forem estas grandezas, maior será também o valor da saturação.

Já o diâmetro do material do terreno, seu peso específico, e ainda outros fatores como imbricamento ou coesão do solo, dizem respeito à resistência a desagregação do terreno. Portanto, quanto maiores forem estes valores, maior será a dificuldade da corrente de transportar o material sólido.

Assim, quando um escoamento atinge um determinado trecho do rio transportando uma quantidade de material sólido inferior a sua capacidade neste trecho, a corrente vai tentar extrair do leito o material necessário para atingir sua saturação, ou seja, sua condição de equilíbrio. Portanto, este trecho do rio estaria sujeito à erosão, com o escoamento tentando transportar material sólido do fundo, ou das margens, para alcançar sua capacidade máxima de transporte. Entretanto, é importante salientar que, neste caso, não é certo que o escoamento conseguirá movimentar o material do leito, pois a resistência do terreno pode ser maior do que a ação erosiva da corrente fluida. Assim, a única afirmação que se pode fazer é que há uma tendência à erosão no trecho.

A outra possibilidade é o escoamento estar transportando uma quantidade de sedimentos num determinado trecho do rio, que seja superior a sua capacidade de transporte no trecho mais a jusante. Neste caso, com certeza o excesso de material transportado será depositado no trecho a jusante.

Portanto, denominando-se Q_s a vazão sólida transportada pelo escoamento num determinado trecho, tem-se:

➤ $Q_S < Q_{S,max}$ \Rightarrow TENDÊNCIA À EROSÃO

➤ $Q_S > Q_{S,max}$ \Rightarrow SEDIMENTAÇÃO

Portanto, o princípio da saturação dita que: os mecanismos de erosão ou deposição de material sólido ao longo de um curso d'água têm a finalidade de promover uma condição de equilíbrio, que é alcançada quando a capacidade de transporte de sedimentos de um escoamento é igual à vazão sólida efetivamente transportada por ele.

Vale ressaltar que, mesmo na condição de equilíbrio não cessam os movimentos de sedimentos no rio, podendo ocorrer trocas constantes entre o material sólido carregado pela corrente e aquele depositado no leito, mas sem alterar significativamente a conformação do rio.

2.2.2.2 Lei das declividades

Pelo princípio da saturação, sabe-se que a condição de equilíbrio é alcançada quando os valores de Q_S e $Q_{S,max}$ aproximam-se um do outro. Para que esta condição seja atingida, os mecanismos de erosão e deposição de material sólido provocam uma série de modificações nas características geométricas do rio, alterando parâmetros como traçado em planta, declividade longitudinal do leito e forma da seção transversal. As alterações no traçado em planta e declividade estão intimamente relacionadas, conforme se mostra a seguir.

Segundo BANDINI (1958), as variações na declividade, provocadas pelo desequilíbrio entre a vazão sólida e a capacidade de transporte, ocorrem em função das alterações concomitantes de dois fatores: o percurso e o desnível entre as extremidades de um trecho.

No caso de um trecho com capacidade de transporte excedente, admitindo-se que o escoamento seja capaz de provocar a erosão do material do leito, ocorrem, ao mesmo tempo, um aumento no percurso (com tendência ao desenvolvimento de sinuosidades no traçado do leito) e uma redução no desnível, sendo que a erosão inicia-se em correspondência a um determinado nível de base e propaga-se para montante. Estes dois fatores contribuem para redução da declividade do trecho, e, conseqüentemente, para uma diminuição da capacidade de transporte do escoamento, provocando interrupção do processo erosivo quando atingido a condição de equilíbrio.

Vale comentar novamente que o fato de o escoamento possuir capacidade de transporte sólido excedente é apenas mero indicativo de uma tendência à erosão. Para que a erosão ocorra efetivamente é preciso que a resistência do material constituinte do leito seja inferior à tensão resultante da ação do escoamento, provocando, assim, o movimento do material.

Por outro lado, quando o escoamento atinge um determinado trecho do rio com uma vazão sólida superior à sua capacidade de transporte neste trecho, ocorrerá o processo de sedimentação que tende a reduzir o desnível do trecho e formar traçado mais retilíneos, a fim de maximizar a declividade de fundo. Este processo contribui para que seja alcançada a condição de equilíbrio, uma vez que provoca um acréscimo na energia do escoamento, aumentando também sua capacidade máxima de transporte.

2.2.2.3 Princípio da Seleção

O princípio da seleção diz que, num determinado trecho de um curso d'água em desequilíbrio, caso haja condições para erosão do leito, esta se inicia pelos materiais mais finos; se, ao contrário, há condições para sedimentação do material sólido transportado pela corrente, esta se inicia pela fração de maior granulometria.

Além disso, caso o escoamento chegue a um determinado trecho transportando material sólido de granulometria superior à do material do leito, há uma tendência de intercâmbio, ou seja, o material mais graúdo transportado pela corrente tende a se depositar, enquanto o material mais fino presente no leito, em igual quantidade, tende

a ser carregado pelo escoamento. Esta tendência faz com que ocorra uma distribuição do material sólido, de modo que a corrente sempre veicule materiais de granulometria inferior àqueles presentes no leito.

Segundo BANDINI (1958), o princípio da seleção pode ser explicado através de duas circunstâncias distintas:

- Num dado trecho do rio, onde o leito tenha sedimentos com diferentes granulometrias, é possível que a declividade real seja maior do que a declividade de equilíbrio dos materiais mais finos e, ao mesmo tempo, inferior à declividade de equilíbrio dos materiais mais graúdos presentes no leito. Isto faz com que os materiais mais finos sejam arrastados, e o equilíbrio seja atingido através da chamada seleção dos materiais de fundo.
- Por outro lado, caso a corrente transporte sedimentos de diversas granulometrias, há também a possibilidade da declividade ser insuficiente para transporte dos materiais mais graúdos e, ao mesmo tempo, capaz de permitir o transporte dos mais finos. Neste caso há uma deposição do material de maior diâmetro, e o equilíbrio é atingido através da chamada seleção dos materiais transportados pela corrente.

A consequência imediata do princípio da seleção é que, ao longo de um curso d'água em equilíbrio, as declividades e as granulometrias do material presente no leito diminuem de montante para jusante, assim como as dimensões dos materiais que a corrente é capaz de veicular.

2.2.2.4 Comentários gerais sobre a fase de modelação

Do que foi exposto até agora, fica claro que a fase de modelação tende a uma condição de equilíbrio, que pode ocorrer tanto por processos de erosão quanto de sedimentação.

No caso da evolução por erosão, os trechos são caracterizados por sinuosidades no traçado, devido à necessidade de redução das declividades. Além disso, durante o processo erosivo podem surgir alguns níveis de base do leito (como afloramentos rochosos, por exemplo), que podem dividir o trecho original em trechos parciais, através de saltos ou cachoeiras.

Já no caso da evolução por sedimentação, o traçado caracteriza-se como preferencialmente retilíneo, pois há uma necessidade de aumento da declividade que é incompatível com as sinuosidades. Com a deposição de materiais, pode ocorrer o processo inverso da evolução por erosão, com possibilidade do cobrimento de alguns níveis de base, unificando trechos originalmente separados.

2.2.3. Estabilização

Os trechos do rio em que as alterações nas características geométricas (provocadas pelos mecanismos de erosão ou sedimentação) são praticamente imperceptíveis, ou seja, onde a modelação tornou-se tão lenta, que as conformações do álveo permanecem constantes durante anos, chamam-se de trechos estáveis.

Esta é a última fase da evolução de um curso d'água, na qual as principais características da seção transversal, declividade e traçado planimétrico não sofrem mais modificações significativas.

2.3. Classificação dos cursos d'água

Os cursos d'água naturais podem possuir grande extensão desde sua nascente até sua foz. Dessa forma, ao longo de seu curso, diferentes características podem ser observadas, tanto no que diz respeito ao traçado em planta, quanto à interação entre os esforços hidrodinâmicos e o material do leito. Por esse motivo, para classificação de rios, em geral, é comum dividi-los em trechos de acordo com algum critério de interesse.

Neste trabalho é apresentada uma classificação para os cursos d'água naturais de acordo com seu desenvolvimento planimétrico, pois esta é uma importante característica que está relacionada diretamente com o perfil longitudinal e transversal do leito, conforme é abordado no Capítulo 6 deste trabalho.

De acordo com o traçado em planta, a distinção clássica que se faz entre os tipos de trechos que podem ser encontrados nos cursos d'água propõe três categorias: retos, anastomosados e meandrantés.

No caso de cursos d'água naturais escoando sobre leito aluvionar, os canais retos são raros e, normalmente, desenvolvem-se em trechos relativamente curtos. Os canais anastomosados são aqueles compostos por canais múltiplos que se entrelaçam ao longo de todo trecho. Os canais meandrantés são aqueles compostos por uma série de curvas alternadas, que podem ser regulares ou irregulares, no caso de haver ou não manutenção da amplitude e comprimento de onda¹ destas curvaturas ao longo do trecho, respectivamente.

Apesar de ser considerada uma divisão clássica, pode-se observar duas limitações na classificação proposta: primeira, não abrange todas as formas observadas em campo; segunda, compara duas características absolutamente distintas no que diz respeito ao traçado, pois canais retos e meandrantés distinguem-se entre si através do alinhamento de seu traçado, enquanto os canais anastomosados distinguem-se dos outros dois através da multiplicidade dos canais.

Desta forma, CHITALE (1970) propôs uma nova classificação em três tipos básicos: canais únicos, canais múltiplos e transicionais. A categoria transicional representa um determinado trecho no qual o curso d'água pode alterar seu padrão de canal único para múltiplo. Os canais únicos e múltiplos foram ainda subdivididos pelo autor em outros grupos, a fim de caracterizar detalhes específicos do desenvolvimento planimétrico.

¹ As definições de amplitude e comprimento de onda são análogas aos homônimos parâmetros físicos característicos de ondas. Vide Figura 2.4 e Figura 2.5 para maiores detalhes.

Desta forma, pode-se adotar a seguinte classificação para os trechos de um curso d'água fluvial escoando sobre leito aluvionar:

➤ Canais únicos:

- Retos;
- Sinuosos;
- Meandrantas;

➤ Transicionais;

➤ Canais Múltiplos:

- Ramificado;
- Anastomosado;
- Reticulado;
- Deltaico;

2.3.1. Canais Únicos

Os canais únicos podem ser subdivididos de acordo com o índice de sinuosidade (*IS*), que é dado pela divisão do comprimento do talvegue de um determinado trecho pelo comprimento em linha reta de uma extremidade à outra do mesmo trecho. Entretanto, para classificar um trecho de rio de acordo com este critério, medir o comprimento do talvegue pode não ser tarefa fácil, sendo, em geral, mais simples medir o comprimento do eixo central do rio. Desta forma, é aceitável substituir o comprimento do talvegue pelo comprimento do eixo central do canal no cálculo de *IS*.

A Figura 2.2 mostra simplificada a relação entre o comprimento do eixo do canal e a distância em linha reta entre os extremos do trecho considerado para determinação de *IS*.

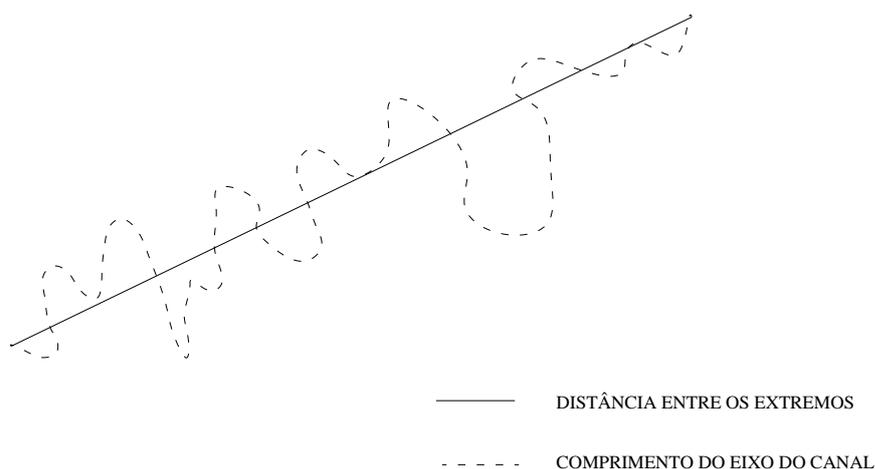


Figura 2.2 – Esquema para determinação do Índice de Sinuosidade, de acordo com a definição proposta por SCHUMM (1963).

A idéia de utilizar *IS* para classificação de canais foi proposta pela primeira vez por SCHUMM (1963) *apud* CHRISTOFOLLETTI (1981), através da pressuposição de que havia uma determinada continuidade nos padrões fluviais. Desta forma, o autor propôs a seguinte classificação:

Tabela 2.1 – Classificação de canais únicos de acordo com *IS* e proposta por SCHUMM (1963). Fonte: CHRISTOFOLETTI (1981).

Tipos de trechos	Índice de Sinuosidade (IS)
Retos	1,1
Transicionais	1,3
Meandantes Regulares	1,7
Meandantes Irregulares	1,8
Tortuosos	2,3

De acordo com a classificação proposta por Schumm, cabem as seguintes observações:

- Consideram-se como canais retos os trechos que apresentam *IS* próximo da unidade, ou seja, são aqueles trechos que seguem de um extremo ao outro numa trajetória praticamente retilínea, sem sofrer desvios significativos. De acordo com LEOPOLD *et al.* (1964), nos cursos d'água naturais são raros os trechos retos maiores do que dez vezes a largura do canal, exceto em casos excepcionais de escoamentos sobre leitos rochosos ou falhas tectônicas que sigam trajetórias aproximadamente retilíneas por maiores distâncias.
- Os canais transicionais, como o próprio nome diz, são uma categoria de transição entre os canais retos e os meandantes, possuindo valores de *IS* variando entre 1,1 e 1,5. São incluídos nesta categoria aqueles trechos que não possuem claramente definida a característica de meandramento do leito (ou seja, seqüência de curvas acentuadas, alternadas e semelhantes entre si), mas que formam curvas suaves ao longo do trecho desviando-se de sua trajetória retilínea de modo significativo.
- Os canais meandantes são aqueles que possuem um traçado sinuoso bem característico, formado por arcos largos, alternados ao longo do curso, harmoniosos e relativamente semelhantes entre si. Os meandros são ditos regulares quando sua amplitude e comprimento de onda são relativamente constantes de uma curva para a outra. LEOPOLD *et al.* (1964) consideram como canais meandantes aqueles com *IS* maior do que 1,5. A Figura 2.3 mostra a evolução de um trecho transicional para um meandrante.

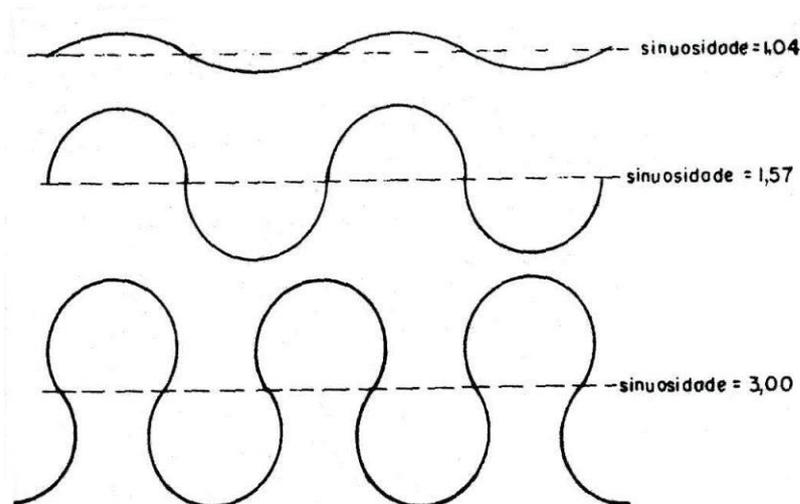


Figura 2.3 – Variação no índice de sinuosidade para canais com curvas sucessivas alternadas. Fonte: CHRISTOFOLETTI (1981).

- Quando um canal possui uma série de curvaturas que não apresentam um padrão regular em sua forma (ou seja, quando há uma variação significativa do comprimento de onda e/ou amplitude entre curvas adjacentes), este canal é chamado de irregular, ou ainda, de meandrante irregular. Para estes canais, o *IS* fica próximo de 2,0.

- Pode-se definir canais tortuosos como sendo aqueles que apresentam formação de curvas que têm como característica uma mistura caótica de formas geométricas. Em outras palavras, os canais tortuosos formam curvas nas quais não é possível distinguir nenhum tipo de padrão entre as amplitudes e/ou comprimentos de ondas de uma curva para a outra. Segundo CHRISTOFOLETTI (1981), este tipo de canal revela, em geral, alguma espécie de controle intenso de traçado, ou através de linhas tectônicas, ou através de contatos litológicos, produzindo mudanças bruscas de direção. Nestes casos, o *IS* tem geralmente valores acima de 2,3. Apesar de tanto os canais irregulares quanto os tortuosos apresentarem altos índices de sinuosidade e curvas sem um padrão definido, a diferença entre os dois grupos é que nos canais irregulares ainda é possível distinguir-se alguma “característica de meandramento”, ou seja, há formação de curvas alternadas ao longo do curso,

mesmo que estas não tenham valores semelhantes de amplitude ou período entre si. Já os canais tortuosos seriam aqueles em que nenhum padrão deste tipo pode ser observado, ou seja, as mudanças de direção são aleatórias, sendo, em geral, controladas por fatores locais.

A classificação proposta acima tem um caráter didático e ilustrativo interessante, pois representa uma tentativa de estabelecer uma relação de continuidade entre as possíveis formas de traçado único num leito fluvial.

Contudo, este tipo de abordagem não apresenta grande interesse do ponto de vista do estudo de estabilidade em cursos d'água, pois, nos casos práticos, não é tão simples distinguir a que grupo pertence um determinado trecho do rio, existindo um caráter subjetivo muito grande envolvido. Além disso, tentar tornar esta avaliação menos subjetiva simplesmente utilizando o índice de sinuosidade não é uma solução viável, afinal este índice claramente não é suficiente para definir uma categoria. A Figura 2.3, por exemplo, mostra um traçado com $IS = 3,0$ e características claramente meandrantas, ao passo que de acordo com a Tabela 2.1 valores acima de 2,3 deveriam definir canais tortuosos. O índice de sinuosidade serve, portanto, apenas como uma interpretação de quão distante um traçado está do retilíneo.

De qualquer forma, é importante salientar que uma classificação tão detalhada para estudo de canais muitas vezes não é necessária. No estudo de estabilidade, por exemplo, uma classificação mais simples, dividindo os canais únicos em três grupos (retos, sinuosos e meandrantas), parece ser suficiente para atender todos os objetivos práticos.

Portanto, para fins deste trabalho, adota-se a seguinte classificação:

- Canais retilíneos: da mesma forma que a classificação proposta por SCHUMM (1963) *apud* CHRISTOFOLETTI (1981), são considerados como canais retilíneos

aqueles que possuem pequenos valores de IS , ou seja, entre 1,0 e 1,1, valendo todas as observações feitas anteriormente sobre este tipo;

- Canais sinuosos: neste grupo são incluídos todos os canais que têm em sua trajetória formação de curvas, mas que não possuem claramente definida a configuração de um meandro. Enquadram-se, neste caso, os trechos de rio com presença de curvas bruscas, isoladas ou sem padrões definidos ao longo do traçado, normalmente decorrentes de afloramentos rochosos, ou outros fatores localizados, que alteram a direção do escoamento ou impedem a erosão em determinados pontos. Ao mesmo tempo, também são considerados canais sinuosos aqueles com curvas alternadas e sucessivas, mas que se diferem dos meandros devido à maior suavidade de suas formas. Definem-se como curvas suaves aquelas nas quais o comprimento de onda é maior do que a amplitude, ou ainda, que apresentam o ângulo ω menor do que 90° . A Figura 2.4 ilustra as definições de comprimento de onda e amplitude, e mostra o ângulo ω .

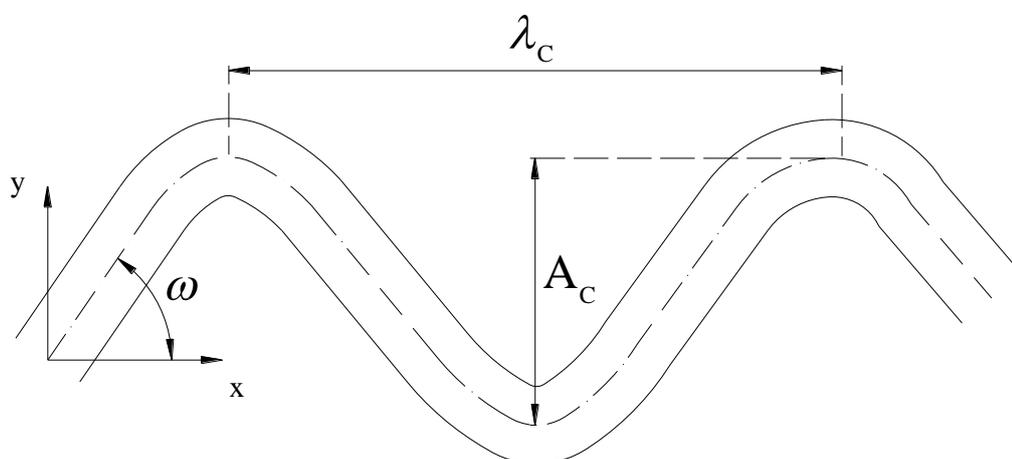


Figura 2.4 – Características de um trecho sinuoso. Na figura ω é o ângulo máximo entre o eixo do canal na curva e a direção preferencial de jusante (x).

Quando o trecho sinuoso apresentar curvas alternadas que mantém seus valores de amplitude e comprimento de onda, é denominado de trecho sinuoso regular (adotando-se nomenclatura similar aos trechos meandros regulares).

- Canais meandrantés: neste grupo são incluídos tanto os canais com formação de meandros regulares quanto irregulares, ou seja, aqueles que mantêm ou não a constância de comprimento de onda e amplitude ao longo de suas curvas sucessivas. Embora, na bibliografia em geral, a denominação de meandro seja utilizada de maneira mais generalizada, incluindo praticamente todos os trechos de rios com formação de curvas alternadas, neste trabalho, são considerados pertencentes a este grupo, apenas os canais com formação de curvas acentuadas, ou seja, com grandes valores de amplitude em relação ao comprimento de onda, ou ainda, com valores de ω maiores do que 90° . A Figura 2.5 mostra esquematicamente as características de um trecho meandrante.

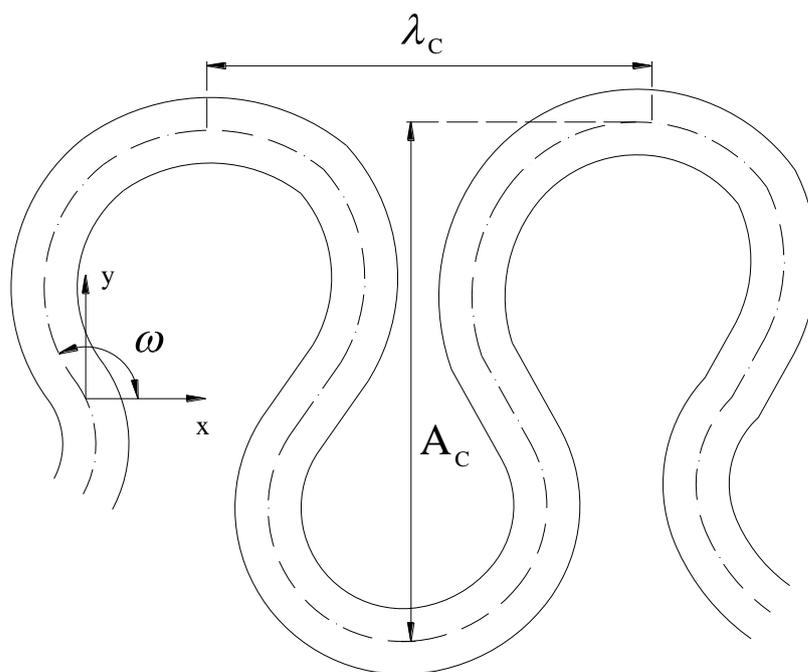


Figura 2.5 – Características de um trecho meandrante. Na figura ω é o ângulo máximo entre o eixo do canal na curva e a direção preferencial de jusante (x).

A razão da separação em grupos distintos dos canais com formação de curvas alternadas suaves (sinuosos), daqueles com formação de curvas alternadas acentuadas

(meandrantes), está relacionada com algumas características peculiares do segundo tipo (trechos meandrantes). Este assunto é tratado em maiores detalhes no capítulo 6.

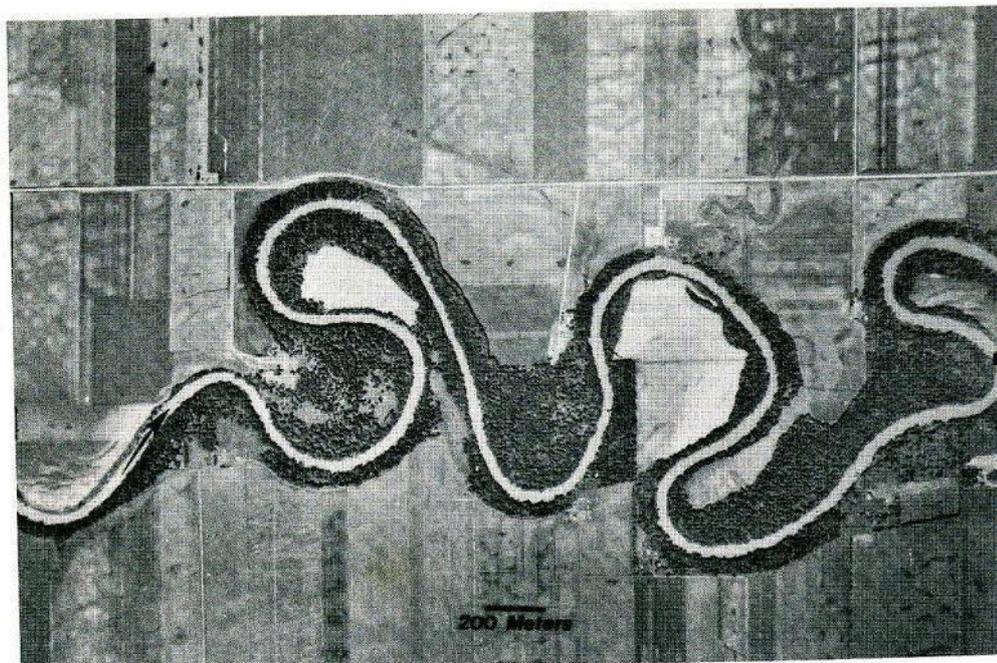


Figura 2.6 – Exemplo de trecho de rio com formação de meandros. *Red River, Minnesota*. Fonte: CHANG (1988).

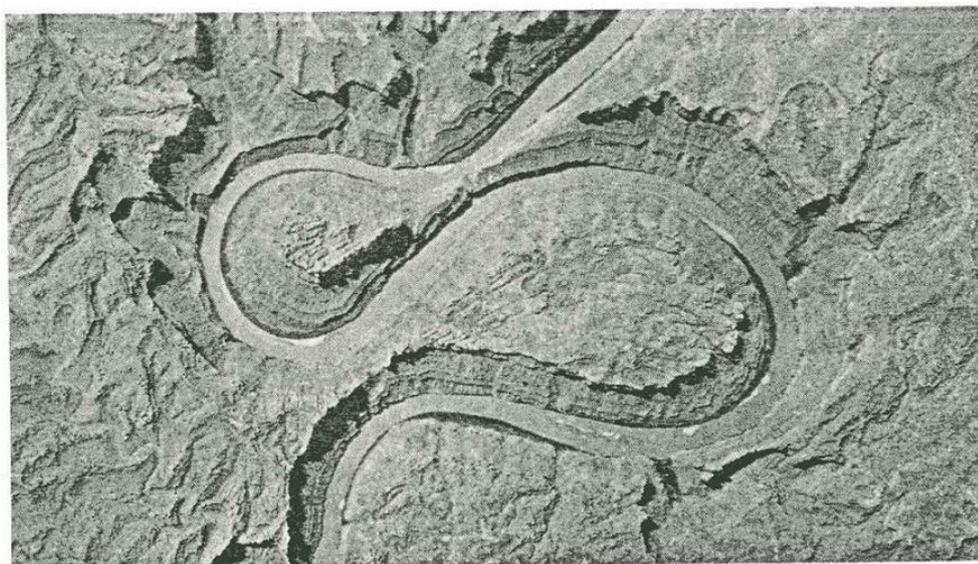


Figura 2.7 – Formação de meandros em vale rochoso. *San Juan River, Arizona*. Fonte: LEOPOLD *et al.* (1964).

Embora a classificação dos cursos d'água seja um critério relativamente subjetivo, a definição, em linhas gerais, do tipo de traçado de um leito é essencial, pois importantes

características dos canais (como os perfis longitudinal e transversal do leito) têm relação direta com o desenvolvimento planimétrico.

2.3.2. Canais Múltiplos

Na divisão tipológica clássica os canais anastomosados aparecem como únicos representantes dos canais múltiplos. A principal característica deste tipo de curso d'água é ser composto de diversos canais, em geral, de pequena largura, separados entre si por bancos detríticos ou ilhas, formados a partir da deposição do material sólido pela própria corrente. Na época da estiagem, cada um dos canais individualmente pode apresentar tendência a meandrar dentro de limites estabelecidos por margens mais altas. Estas margens são plenamente ocupadas pelo escoamento somente durante a passagem de cheias, sendo que, nesta época, o traçado do curso d'água passa a ser mais retilíneo, com possibilidades de que os bancos detríticos fiquem submersos e, até mesmo, sejam arrastados, mudando de posição. É importante salientar que em muitos casos de canais do tipo anastomosado, devido às características locais de transporte sólido e fixação de vegetação, algumas ilhas ou bancos podem permanecer fixos e acima do nível d'água, inclusive durante a passagem de cheias. A Figura 2.8 mostra um esquema de canal do tipo anastomosado.

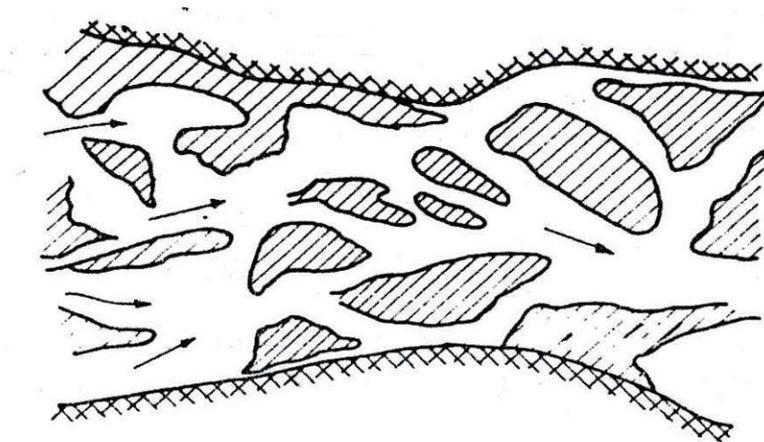


Figura 2.8 – Esquema típico de um canal anastomosado. Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).

No Capítulo 6 são apresentadas algumas importantes características dos canais anastomosados e suas relações com os perfis longitudinal e transversal do leito.

“O canal ramificado surge quando existe um braço do rio que volta ao leito principal formando uma ilha” (CHRISTOFOLETTI, 1981). Pode ser considerado um caso particular e mais simples de canal anastomosado, com formação de uma única ilha e dois canais no trecho, conforme representado na Figura 2.9.

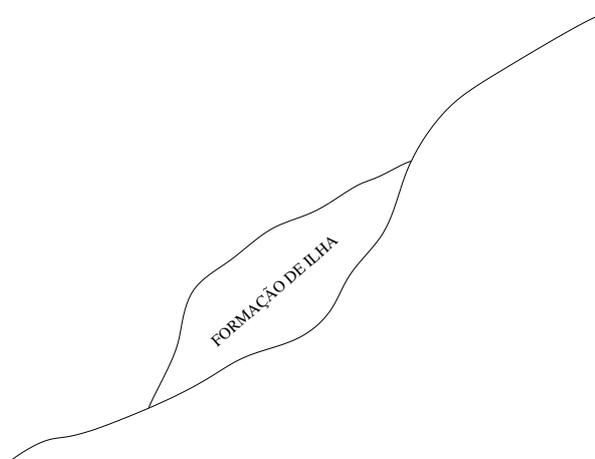


Figura 2.9 – Esquema simplificado de um canal ramificado.

Os canais reticulados, assim como os anastomosados, são compostos, em geral, por numerosos canais que se subdividem e reúnem de maneira aleatória, mas com um padrão característico que é comumente encontrado logo a jusante de trechos montanhosos, onde a brusca mudança de declividade provoca grande deposição de sedimentos, formando regiões conhecidas como cones de dejeção.

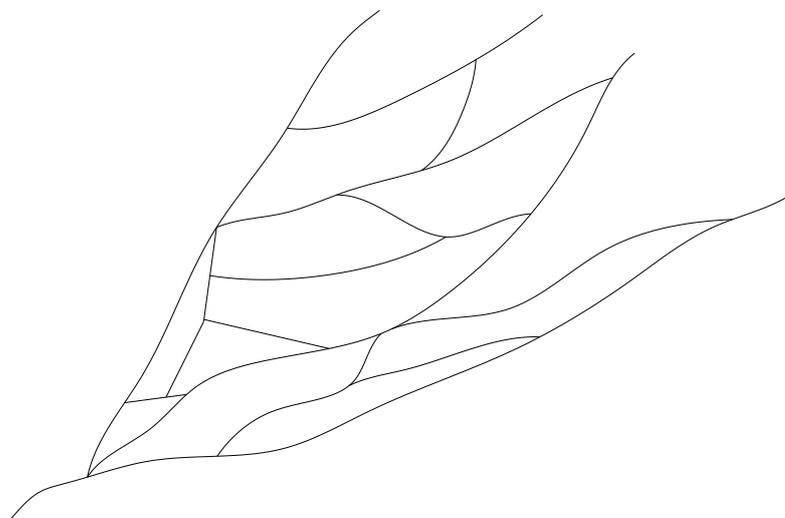


Figura 2.10 – Esquema simplificado de um canal reticulado (cone de dejeção).

Os canais deltaicos levam este nome, pois sua forma em planta lembra a letra grega delta. Assim como os reticulados caracterizam-se pela ramificação a partir de um único canal dividindo-se, normalmente, em vários tributários. Este tipo de padrão é comum na foz dos rios, ou seja, no seu encontro com o mar ou com lagos. Caso as correntes marinhas não sejam capazes de transportar os sedimentos trazidos pelo rio, formam-se cones (ou deltas) de sedimentação, que são caracterizados por avançar em direção ao mar. Este avanço em direção ao mar diminui gradualmente a declividade e a capacidade de transportar sedimentos, o que faz com que o rio procure novos caminhos adjacentes para a foz.

3. DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES E VELOCIDADES NOS ESCOAMENTOS EM CANAIS

3.1. Introdução

O escoamento em canais pode ser definido como aquele que possui uma superfície livre, ou seja, possui uma superfície sujeita à pressão atmosférica. Além disso, o escoamento em canais é caracterizado por ocorrer necessariamente pela ação da gravidade.

Esta modalidade de escoamento ocorre nos rios, córregos e em outros tipos de cursos d'água naturais, mas também em canais artificiais, construídos para fins de navegação, irrigação, drenagem, entre outros.

Diferente dos escoamentos em conduto forçado onde, em geral, a área da seção transversal e a rugosidade do material do conduto (por onde se processa o escoamento) são conhecidas e bem determinadas, nos escoamentos em canais, principalmente no caso do escoamento em cursos d'água naturais, estes parâmetros são difíceis de estimar, podendo ainda variar no espaço e também no tempo.

O escoamento com superfície livre, ou simplesmente, escoamento livre, pode se processar sobre fronteiras rígidas (fixas) ou sobre fronteiras móveis.

“Os escoamentos de fronteira fixa são caracterizados por leis que relacionam as grandezas relativas ao escoamento líquido (como vazão, velocidade, profundidade, etc) e a geometria do canal (declividade, rugosidade, seção transversal). Nos escoamentos a fundo móvel estas leis são mais complexas, uma vez que devem-se somar as grandezas relativas ao escoamento na fase sólida” (RAMOS, 1984).

Ainda segundo RAMOS (1984), no caso de escoamentos sobre fronteiras móveis há dois importantes fatores que contribuem para a complexidade da análise:

- A geometria do leito apresenta conformações, denominadas “rugosidades de forma”, que variam conforme o estágio do escoamento, modificando assim a resistência ao escoamento na fase líquida;
- O material sólido transportado em suspensão pode afetar as características do escoamento na fase líquida em função de seu nível de concentração.

Neste capítulo são apresentados os conceitos básicos do escoamento livre sobre fronteiras rígidas, que servem de base para estudo do escoamento a fundo móvel, abordado no capítulo 4.

Os principais parâmetros utilizados para descrever geometricamente um canal são apresentados na Figura 3.1 e discutidos em seguida.

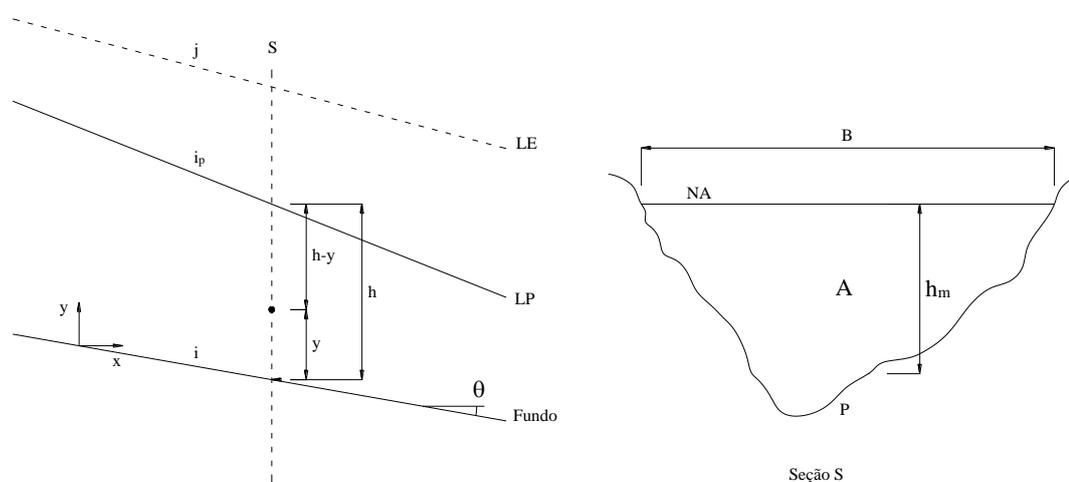


Figura 3.1 – Perfil longitudinal e corte da seção transversal de um escoamento em canal.

- **A (área molhada):** área da seção transversal do escoamento no canal, normal à direção do fluxo;
- **P (perímetro molhado):** equivale ao comprimento da seção transversal em contato com o líquido;

- **R_h (raio hidráulico):** equivale à razão entre A e P ;
- **B :** largura da superfície livre da água na seção considerada;
- **y :** distância de um ponto qualquer do escoamento até o fundo do canal, medida na vertical;
- **h :** profundidade do escoamento, medida perpendicularmente ao fundo do canal (na Figura 3.1, a profundidade foi indicada na vertical – veja observação a seguir);
- **h_m (altura hidráulica):** é razão entre A e B .
- **i :** declividade do fundo do canal.
- **i_p :** declividade piezométrica ou linha d'água.
- **j :** declividade da linha de energia;
- **LE :** linha de energia do escoamento;
- **LP :** linha piezométrica ou linha d'água;

Observação: Pelo fato de os canais possuírem, em geral, pequenas declividades de fundo, a profundidade total do escoamento h , medida perpendicularmente ao fundo, pode ser confundida com o máximo valor de y , medido na vertical.

3.1.1. Tipos de Escoamento

O escoamento em canais pode ser classificado de acordo com sua variação no tempo e no espaço, conforme indicado a seguir:

- De acordo com o tempo: O escoamento é dito permanente quando as propriedades do fluido, como velocidade (\bar{v}) e massa específica (ρ), permanecem constantes ao longo do tempo. Neste caso, para uma dada seção transversal de um canal, as características hidráulicas como: profundidade, vazão e área molhada, não variam

com o tempo. Matematicamente pode-se escrever que: $\frac{\partial \rho}{\partial t} = 0$, para $\rho = \rho(x, y, z)$; e $\frac{\partial \vec{v}}{\partial t} = 0$, para $\vec{v} = \vec{v}(x, y, z)$. No caso contrário, ou seja, quando as propriedades variam com o tempo, o escoamento é dito não-permanente ou variável.

- De acordo com o espaço: O escoamento é dito uniforme se, para um dado instante, o vetor velocidade, em magnitude, direção e sentido, é igual em todos os pontos do escoamento. Matematicamente, pode-se escrever: $\frac{\partial \vec{v}}{\partial s} = 0$, na qual “s” indica um deslocamento em qualquer direção. Evidentemente, sabe-se que, pelo princípio da aderência completa, a velocidade de um escoamento qualquer tem que ser nula junto aos contornos sólidos, sendo, portanto, impossível atender à equação anterior. Contudo, para fins práticos, considera-se como escoamento uniforme, aquele que no qual o perfil de distribuição de velocidades ao longo da profundidade, num dado instante, é igual em todas as seções transversais do trecho de canal considerado. Assim, num instante qualquer, a velocidade é a mesma em todo trecho para uma dada profundidade, mas pode variar para diferentes profundidades. No caso contrário, ou seja, quando o perfil de velocidades ao longo da profundidade varia ao longo do trecho, num dado instante, o escoamento é dito variado ou não-uniforme.

Portanto, para que um escoamento seja considerado uniforme, num dado trecho de canal, é preciso que a seção transversal permaneça constante em todo trecho.

O modelo básico utilizado para desenvolvimento dos métodos de determinação da condição de equilíbrio nos cursos d’água é o escoamento bidimensional, permanente e uniforme. Em outras palavras, a seção transversal é tratada como constante em todo trecho, e o perfil de distribuição de velocidades ao longo da profundidade é o mesmo em qualquer instante de tempo, e para qualquer seção transversal considerada no trecho em estudo.

3.1.2. Regimes de Escoamento

Nos canais, as principais forças que atuam sobre o escoamento são: forças de inércia, força da gravidade e forças viscosas.

As forças de inércia (F_i) podem ser escritas como:

$$\vec{F}_i = m \cdot \frac{d\vec{v}}{dt} = \rho \cdot V_{ol} \cdot \frac{d\vec{v}}{dt} \quad (3.1)$$

A força da gravidade (F_g) pode ser escrita como:

$$\vec{F}_g = m \cdot \vec{g} = \rho \cdot V_{ol} \cdot \vec{g} \quad (3.2)$$

Na qual:

- ρ : massa específica da água (kg/m³)
- V_{ol} : volume do elemento fluido considerado (m³)
- \vec{g} : aceleração da gravidade (m/s²)

Para classificar o escoamento em regimes é usual escrever alguns adimensionais característicos do fenômeno. Para isso, é conveniente reescrever as forças de inércia e gravitacional em função da massa específica, velocidade média na seção (ou aceleração da gravidade) e uma dimensão característica L . Portanto:

$$F_i = \rho \cdot L^2 \cdot U^2 \quad (3.3)$$

$$F_g = \rho \cdot L^3 \cdot g \quad (3.4)$$

Sendo:

- U : velocidade média do escoamento na seção considerada.

Para equacionar as forças viscosas, antes é necessário definir viscosidade. Para esse fim, recorre-se à própria definição de fluido, que é uma substância que se deforma continuamente sob ação de uma tensão de cisalhamento (τ). Considere um elemento fluido entre duas placas infinitas, onde a placa superior move-se com velocidade constante δu , sob ação de uma força constante δF_x .

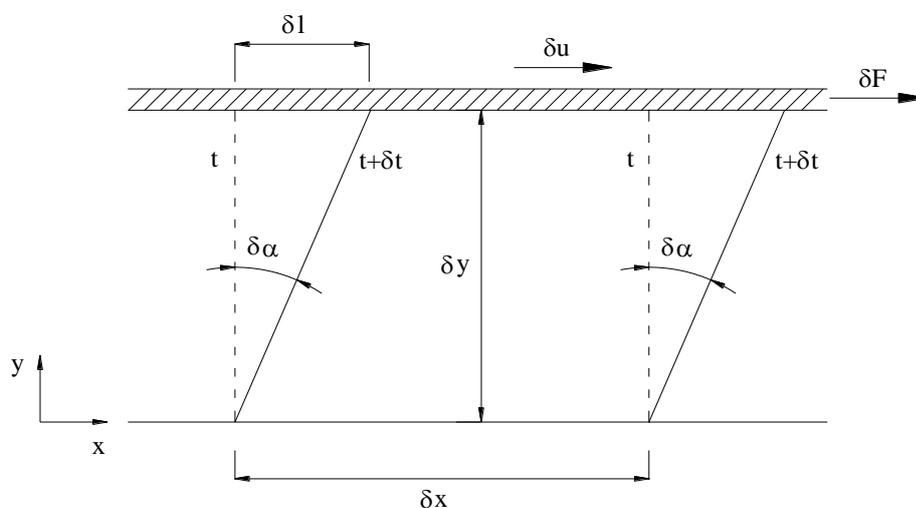


Figura 3.2 – Esquema de deformação de um elemento fluido entre placas infinitas.
Fonte: FOX; MCDONALD (2001).

$$\tau_{yx} = \lim_{\delta A_y \rightarrow 0} \frac{\delta F_x}{\delta A_y} \quad (3.5)$$

- τ_{yx} : tensão de cisalhamento (N/m^2). O índice duplo “yx” é utilizado para designar tensões. O primeiro índice indica o plano (definido por sua normal, no caso “y”) no qual a tensão atua, e o segundo índice indica a direção (no caso “x”) na qual a tensão atua;
- δA_y : área do elemento fluido em contato com a placa

$$\text{taxa de deformação} = \lim_{\delta t \rightarrow 0} \frac{\delta \alpha}{\delta t} = \frac{d\alpha}{dt}$$

$$\tan \delta\alpha = \frac{\delta l}{\delta y} \Rightarrow \text{para } \delta\alpha \text{ pequeno} \quad \delta\alpha \cdot \delta y = \delta l$$

por sua vez $\delta l = \delta u \cdot \delta t$

$$\therefore \frac{\delta\alpha}{\delta t} = \frac{\delta u}{\delta y}, \text{ ou tomando-se o limite dos dois lados da equação:}$$

$$\frac{d\alpha}{dt} = \frac{du}{dy}$$

Para fluidos newtonianos (grupo ao qual a água pertence), a tensão de cisalhamento é diretamente proporcional à taxa de deformação ($\frac{du}{dy}$), sendo que a constante de proporcionalidade é chamada de viscosidade dinâmica (μ):

$$\tau_{yx} \propto \frac{du}{dy}, \text{ ou seja,}$$

$$\tau_{yx} = \mu \cdot \frac{du}{dy} \quad (3.6)$$

Portanto, as forças viscosas podem ser escritas como:

$$F_v = \mu \cdot \frac{du}{dy} \cdot A \quad (3.7)$$

Ou ainda, em termos de velocidade média na seção e utilizando a dimensão característica L :

$$F_v = \mu \cdot U \cdot L \quad (3.8)$$

Do exposto acima, é possível classificar os fluidos de acordo com os efeitos da viscosidade e de acordo com os efeitos da gravidade.

3.1.2.1 Efeito da viscosidade

De acordo com os efeitos da viscosidade em relação às forças inerciais, o escoamento pode ser classificado como laminar, turbulento ou de transição.

- Escoamento laminar: o escoamento é definido como laminar quando há grande influência das forças viscosas no comportamento do escoamento em relação às forças inerciais. É caracterizado pelo movimento suave em camadas (ou lâminas), de tal modo que não há misturas macroscópicas entre camadas adjacentes.
- Escoamento turbulento: o escoamento é definido como turbulento quando há pouca influência das forças viscosas no comportamento do escoamento em relação às forças inerciais. É caracterizado por movimentos tridimensionais aleatórios das partículas em adição ao movimento médio. Ocorrem flutuações de velocidades e misturas macroscópicas entre camadas adjacentes.

No escoamento permanente turbulento pode-se dizer que a velocidade num determinado ponto é composta por duas parcelas:

$$u = u_m + u'$$

A parcela u_m corresponde à parcela média da velocidade e não varia com o tempo. Enquanto a parcela u' corresponde às flutuações turbulentas de velocidade.

Graficamente pode-se comparar o escoamento permanente laminar e turbulento conforme indicado na Figura 3.3.

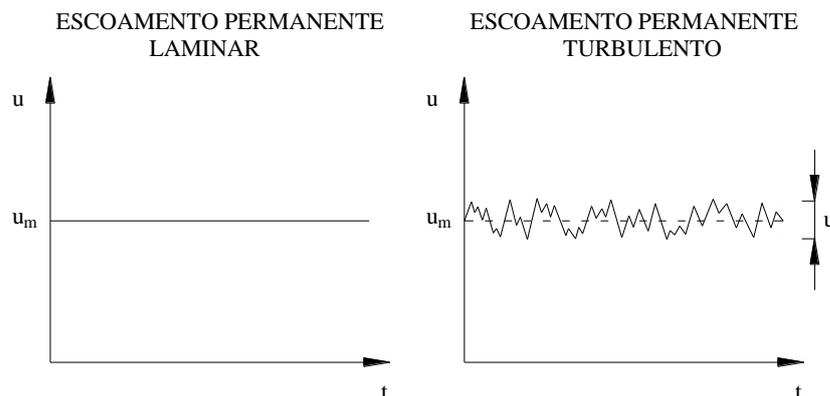


Figura 3.3 – Variação da velocidade com o tempo para escoamentos permanentes laminar e turbulento. Fonte: FOX; MCDONALD (2001).

Existe um adimensional que é utilizado para caracterizar o regime de escoamento quanto ao efeito de viscosidade. É denominado número de Reynolds (Re) e representa a relação entre as forças inerciais e as forças viscosas.

Das equações (3.3) e (3.8):

$$\frac{F_i}{F_v} = \frac{\rho \cdot L^2 \cdot U^2}{\mu \cdot U \cdot L} = \frac{\rho \cdot U \cdot L}{\mu}$$

Para escoamento em canais a dimensão característica (L) utilizada é o raio hidráulico (R_h). Portanto:

$$Re = \frac{U \cdot R_h}{\nu} \quad (3.9)$$

Na qual ν é a viscosidade cinemática definida como a razão entre a viscosidade dinâmica (μ) e a massa específica (ρ).

O número de Reynolds, da forma como foi escrito, permite classificar o escoamento livre da seguinte forma:

- Escoamento laminar: $Re < 500$
- Escoamento turbulento: $Re > 2000$

Para $500 < Re < 2000$, o escoamento é chamado de transição. Neste estágio, o escoamento não possui bem definidas nem as características do escoamento laminar, nem do turbulento, podendo-se dizer que é uma combinação dos dois, ou ainda, como o próprio nome diz, um estágio de transição entre os dois tipos.

3.1.2.2 Efeito da Gravidade

De acordo com o efeito da força de gravidade em relação às forças inerciais, o escoamento pode ser classificado como:

- Subcrítico (ou fluvial): ocorre quando é preponderante o efeito da força da gravidade sobre a força inercial. É caracterizado por ser um escoamento de baixas velocidades.
- Supercrítico (ou torrencial): ocorre quando é dominante a ação das forças inerciais em relação à força da gravidade. É caracterizado por ser um escoamento de altas velocidades.

O adimensional que caracteriza esta classificação é denominado número de Froude (Fr), que é definido como a raiz quadrada da razão entre as forças inerciais (eq. 3.3) e a força da gravidade (eq. 3.4).

$$\sqrt{\frac{F_i}{F_g}} = \sqrt{\frac{\rho \cdot L^2 \cdot U^2}{\mu \cdot L^3 \cdot g}} = \frac{U}{\sqrt{g \cdot L}}$$

Para o caso do escoamento livre, a dimensão característica L é definida como a profundidade (ou altura) hidráulica h_m . Assim:

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g \cdot h_m}} \quad (3.10)$$

Através deste adimensional é possível classificar o escoamento da seguinte forma:

- Escoamento subcrítico (ou fluvial): $Fr < 1$
- Escoamento supercrítico (ou torrencial): $Fr > 1$
- Escoamento crítico: $Fr = 1$

Uma importante observação que pode ser mencionada neste tipo de classificação diz respeito à celeridade (c). Celeridade é a velocidade de propagação de uma onda na água, medida em relação à velocidade da corrente (portanto, a celeridade é uma velocidade relativa).

Por definição, para ondas de pequena amplitude:

$$c = \sqrt{g \cdot h_m} \quad (3.11)$$

Substituindo a eq.(3.11) na eq.(3.10):

$$Fr = \frac{U}{c} \quad (3.12)$$

Desta relação é possível extrair importantes características dos tipos de regime acima apresentados. Por exemplo, no escoamento subcrítico, aonde $Fr < 1$ ou $U < c$, uma perturbação no escoamento vai se propagar tanto para montante quanto para jusante. Se o escoamento for supercrítico, $Fr > 1$ ou $U > c$, a onda vai se propagar apenas para

jusante. No caso do escoamento crítico, surge, na origem da perturbação, uma onda estacionária.

A profundidade correspondente ao regime crítico ($Fr=1$), é denominada profundidade crítica (y_c). Neste caso:

$$U = c = \sqrt{g \cdot y_c} \quad (\text{Regime crítico})$$

3.2. Equações básicas para escoamento em canais

Os princípios físicos básicos para modelação de escoamento em canais são:

- Princípio da Conservação de Massa (ou Equação da Continuidade);
- Princípio da Conservação de Energia (ou Primeira Lei da Termodinâmica);
- Segunda Lei de Newton (ou Equação da Quantidade de Movimento).

A seguir descrevem-se sucintamente estes princípios aplicados a um escoamento em canais de pequena declividade, conforme representado na Figura 3.4.

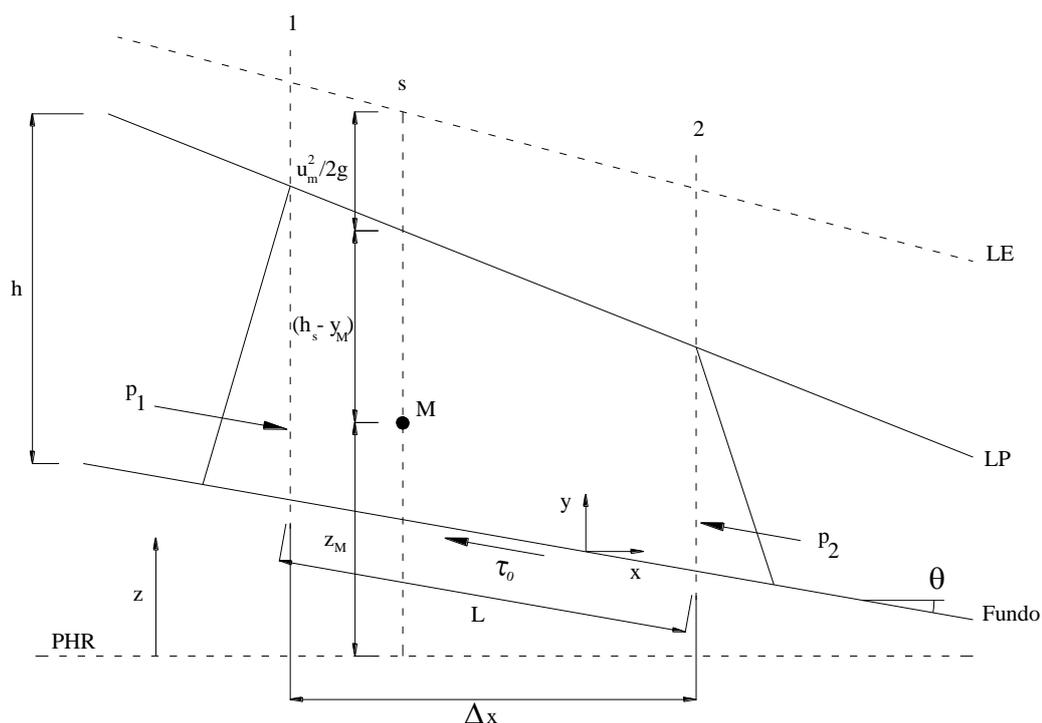


Figura 3.4 – Esquema de forças no perfil longitudinal de um escoamento em canal.

- **PHR**: Plano Horizontal de Referência para carga altimétrica;
- **p_1** : pressão equivalente aplicada no centro de gravidade da seção 1;
- **p_2** : pressão equivalente aplicada no centro de gravidade da seção 2;
- **τ_0** : tensão de cisalhamento no fundo do canal (quando $y=0$);
- **L** : distância entre as seções 1 e 2 medida paralela ao fundo do canal;
- **Δx** : distância entre as seções 1 e 2 medida na horizontal.

Para um canal de pequena declividade são válidas as aproximações:

- $\cos\theta \approx 1$;
- $\sin\theta \approx \tan\theta \approx i$ (declividade do canal);

- h é a profundidade do escoamento medida perpendicularmente ao fundo do canal, mas no caso de canais de pequena declividade pode ser confundido com a profundidade medida na vertical.

3.2.1. Princípio da Conservação de Massa

Na Figura 3.4, considerando um volume de controle (VC) definido pela seção 1, seção 2, linha d'água e fundo do canal, a equação de conservação de massa ou equação da continuidade pode ser escrita, na forma integral, como:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{VC} \rho dV_{ol} + \int_{SC} \rho \cdot \vec{v} \cdot d\vec{A} = 0 \quad (3.13)$$

Supondo um escoamento permanente, o primeiro termo da equação torna-se nulo. Além disso, a água pode ser considerada como fluido incompressível ($\rho = cte$). Assim, a equação (3.13) pode ser escrita como:

$$\int_{SC} \vec{v} \cdot d\vec{A} = 0 \quad (3.14)$$

Em termos de velocidade média (U) nas seções 1 e 2, a equação (3.14) ainda pode ser escrita como:

$$-U_1 \cdot A_1 + U_2 \cdot A_2 = 0 \Rightarrow U_1 \cdot A_1 = U_2 \cdot A_2$$

Sendo a vazão em volume (Q), numa seção qualquer o produto da velocidade média (U) pela área da seção transversal ao escoamento (A), a equação da continuidade para escoamentos permanentes mostra que:

$$Q_1 = Q_2 \quad (3.15)$$

Ou seja, para o escoamento permanente a vazão em volume é constante nas diversas seções do escoamento.

3.2.2. Princípio da conservação de energia

O princípio da conservação de energia para escoamento em canais pode ser derivado diretamente da 1ª Lei da Termodinâmica. Pode-se enunciar esta equação através do conceito de carga total (H). A carga total numa dada seção s (conforme indicado na Figura 3.4) para um ponto qualquer M , pode ser escrita como:

$$H_s = z_M + (h_s - y_M) \cdot \cos\theta + \frac{u_M^2}{2 \cdot g} \quad (3.16)$$

Como se tratam de canais de pequena declividade, pode-se admitir $\cos\theta \approx 1$. Além disso, considerando-se uma distribuição uniforme de velocidades¹, em qualquer ponto da seção s a carga total pode ser escrita como:

$$H_s = z_s + h_s + \frac{U_s^2}{2 \cdot g} \quad (3.17)$$

Através do princípio da conservação de energia, a carga total nas seções 1 e 2 deve ser igual, a menos da perda de carga entre elas (ΔH_{1-2}). Assim:

$$z_1 + h_1 + \frac{U_1^2}{2 \cdot g} = z_2 + h_2 + \frac{U_2^2}{2 \cdot g} + \Delta H_{1-2} \quad (3.18)$$

3.2.3. Equação da Quantidade de Movimento

Aplicando-se a 2ª Lei de Newton ao mesmo volume de controle definido no item 3.2.1, obtém-se a chamada equação da quantidade de movimento na forma integral:

$$\sum \vec{F}_{ext} = \frac{\partial}{\partial t} \int_{VC} \vec{v} \cdot \rho dV_{ol} + \int_{SC} \vec{v} \cdot \rho \cdot \vec{v} \cdot d\vec{A} \quad (3.19)$$

¹ Vide item 3.2.4.

Onde ΣF_{ext} é a somatória das forças externas que atuam no volume de controle.

Para escoamentos permanentes, a primeira parcela do lado direito da equação é nula. Além disso, pode-se escrever $\vec{v} \cdot d\vec{A} = dQ$. Portanto, em termos médios, e considerando distribuição uniforme de velocidades, a equação (3.19) pode ser escrita na direção x como:

$$\Sigma F_{ext} = \rho \cdot U_2 \cdot Q - \rho \cdot U_1 \cdot Q \quad (3.20)^1$$

A somatória das forças externas inclui as forças de superfície (pressão e cisalhamento) e as forças de campo (gravitacional). As componentes destas forças na direção x podem ser escritas como:

$$\text{Forças de pressão} = p_1 \cdot A_1 - p_2 \cdot A_2$$

$$\text{Força de cisalhamento} = -\tau_0 \cdot P \cdot L = \tau_0 \cdot P \cdot \frac{\Delta x}{\cos \theta}$$

$$\text{Força Peso} = \rho \cdot g \cdot A_m \cdot \Delta x \cdot \sin \theta$$

Na qual:

- P é o perímetro molhado, mas poderia ser substituído por B (largura do canal) no caso de canais de grande largura, onde a influência das margens já não é mais significativa;
- A_m é área média entre as seções 1 e 2.

Como se trata de um canal de pequena declividade: $\cos \theta \approx 1$ e $\sin \theta \approx \tan \theta \approx i$. Portanto, a somatória de forças externas na direção x pode ser escrita como:

¹ Para escoamento permanente, pela equação da continuidade sabe-se que $Q_1 = Q_2 = Q$.

$$\sum F_{ext} = (p_1 \cdot A_1 - p_2 \cdot A_2) - \tau_0 \cdot P \cdot \Delta x + \rho \cdot g \cdot A_m \cdot \Delta x \cdot i \quad (3.21)$$

Igualando as equações (3.20) e (3.21) obtém-se a componente da equação da quantidade de movimento na direção x :

$$(p_1 \cdot A_1 - p_2 \cdot A_2) - \tau_0 \cdot P \cdot \Delta x + \rho \cdot g \cdot A_m \cdot \Delta x \cdot i = \rho \cdot Q \cdot (U_2 - U_1) \quad (3.22)$$

3.2.4. Coeficientes de distribuição de velocidades

As velocidades nos escoamentos em canais, devido à presença da superfície livre e da fricção no fundo e margens do canal, não é distribuída uniformemente. Em canais comuns, a velocidade máxima do escoamento ocorre, em geral, a uma distância que varia entre 0,05 a 0,25 vezes a profundidade do escoamento, medida a partir da superfície livre.

Na análise da equação da conservação de energia (item 3.2.1), devido à distribuição de velocidades em um canal não ser uniforme, a carga cinética é, em geral, maior do que “ $U^2/2 \cdot g$ ”. A todo rigor, deve-se aplicar ao termo cinético um coeficiente de correção α , denominado Coeficiente de Coriolis. Dessa forma, os termos cinéticos na equação (3.18) passam a ser “ $\alpha \cdot U^2/2 \cdot g$ ”. Em canais prismáticos razoavelmente retilíneos, este coeficiente varia entre 1,03 e 1,36, sendo maior para canais de pequeno porte e menor para canais largos e consideravelmente profundos.

Analogamente, para a equação da quantidade de movimento também deve ser acrescido um fator de correção β ao termo “ $\rho \cdot Q \cdot U$ ”. Este fator de correção é denominado Coeficiente de Boussinesq e varia entre 1,01 e 1,12 para canais prismáticos retilíneos.

Portanto, em canais de seção transversal regular e razoavelmente retilíneos, os valores de α e β podem ser desprezados sem maiores prejuízos nos resultados. Mesmo na avaliação de canais naturais, onde os valores de α e β podem ser um pouco maiores, em geral, estes coeficientes são desprezados, pelo fato das outras incertezas

(associadas às demais grandezas envolvidas nos cálculos) serem muito mais significativas.

3.2.5. Avaliação da distribuição de pressões

A distribuição de pressões num dado ponto de um canal retilíneo de pequena declividade é diretamente proporcional à profundidade e corresponde à distribuição hidrostática de pressão.

A distribuição hidrostática de pressões só não é válida quando ocorrem significativas componentes de aceleração normal à direção do escoamento, ou seja, quando as linhas de corrente passam a apresentar curvaturas ou divergências substanciais.

Para o escoamento uniforme, a distribuição de pressões é hidrostática. Para fins práticos, mesmo para o escoamento gradualmente variado, a distribuição de pressões pode ser assumida como hidrostática, pois, em geral, o efeito da aceleração normal ao escoamento pode ser desprezado.

3.3. Distribuição da tensão de arraste

É possível obter uma relação para a distribuição de tensões de cisalhamento (ou de arraste) diretamente da equação da quantidade de movimento.

Aproveitando o esquema geral proposto pela Figura 3.4, mas supondo agora um escoamento uniforme (não há variação de velocidade nas diversas seções), tem-se:

- $p_1 = p_2$ (para o escoamento uniforme a profundidade é a mesma nas seções 1 e 2);
- $A_1 = A_2 = A_m = A$;
- $(U_2 - U_1) = 0$.

Dessa forma a eq.(3.22) reduz-se a:

$$-\tau_0 \cdot P \cdot \Delta x + \rho \cdot g \cdot A \cdot \Delta x \cdot i = 0 \Rightarrow \tau_0 = \frac{\rho \cdot g \cdot A \cdot \Delta x \cdot i}{P \cdot \Delta x} \quad (3.23)$$

Lembrando-se que o raio hidráulico (R_h) é definido como a razão entre a área da seção transversal (A) e o perímetro molhado (P), então a tensão de cisalhamento junto ao fundo do canal será:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R_h \cdot i \quad (3.24)$$

sendo:

➤ γ : peso específico da água ($\gamma = \rho \cdot g$).

No caso de canais de grande largura, a influência das margens pode ser negligenciada, e, portanto, o perímetro molhado (P) pode ser substituído pela largura do canal (B), e o raio hidráulico (R_h) pela profundidade do escoamento (h) no trecho (que é constante pela hipótese do escoamento uniforme). Portanto, a eq.(3.24) resulta:

$$\tau_0 = \gamma \cdot h \cdot i \quad (3.25)$$

A tensão de cisalhamento é máxima junto ao fundo e varia linearmente com a profundidade, atingindo valor nulo junto à superfície. Dessa forma, pode-se escrever a equação da tensão de cisalhamento genericamente para qualquer profundidade da seguinte forma:

$$\tau_{yx} = \gamma \cdot h \cdot \left(1 - \frac{y}{h}\right) \cdot i \quad (3.26)$$

3.3.1. Escoamento Turbulento

Conforme visto no item 3.1.2.1, o escoamento permanente turbulento possui para cada profundidade duas parcelas de velocidade: uma parcela média (u_m) que não varia com o tempo e uma que corresponde às flutuações aleatórias turbulentas (u').

Conforme expresso pela eq.(3.6), para fluidos newtonianos, a tensão de cisalhamento é proporcional à variação da velocidade (u) com a profundidade do escoamento (y). Contudo, convém escrever uma equação para a tensão de cisalhamento que faça referência à parcela média da velocidade (u_m), já que a parcela referente às flutuações turbulentas tem uma distribuição aleatória que varia com o tempo.

Assim, na mecânica dos fluidos contemporânea, é assumido que no caso geral do escoamento turbulento, a tensão de cisalhamento pode ser expressa como:

$$\tau = \tau_l + \tau_t \quad (3.27)$$

sendo:

- τ_l : tensão de cisalhamento devido à viscosidade molecular ou tensão de cisalhamento laminar;
- τ_t : tensão aparente devido às flutuações turbulentas, ou simplesmente, tensão de cisalhamento turbulenta.

A tensão laminar é diretamente proporcional à variação da parcela u_m com a profundidade, ou seja:

$$\tau_l = \mu \cdot \frac{du_m}{dy} \quad (3.28)$$

A magnitude da tensão turbulenta em função de u_m pode ser calculada através da expressão proposta por Prandtl:

$$\tau_t = \rho \cdot l^2 \cdot \left(\frac{du_m}{dy} \right)^2 \quad (3.29)$$

Sendo:

➤ l : comprimento de mistura.

O comprimento de mistura pode ser interpretado como uma dimensão de comprimento que é proporcional ao tamanho médio dos macrovórtices turbulentos, ou ainda, como uma distância média percorrida por estes vórtices durante a mistura turbulenta.

O valor do comprimento de mistura varia com a profundidade (y). Embora, até os dias de hoje, não se saiba ao certo a maneira exata como ocorre esta variação, próximo ao fundo (leito do rio), o comprimento de mistura pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$l = \chi \cdot y \quad (3.30)$$

sendo:

➤ χ : constante de Von Karman.

Em geral, $\chi = 0,4$ para fluidos homogêneos e escoamentos com pequena rugosidade em relação à profundidade (h).

A Figura 3.5 mostra esquematicamente a distribuição das tensões τ_l e τ_t em função da profundidade (y) para escoamentos turbulentos em canais.

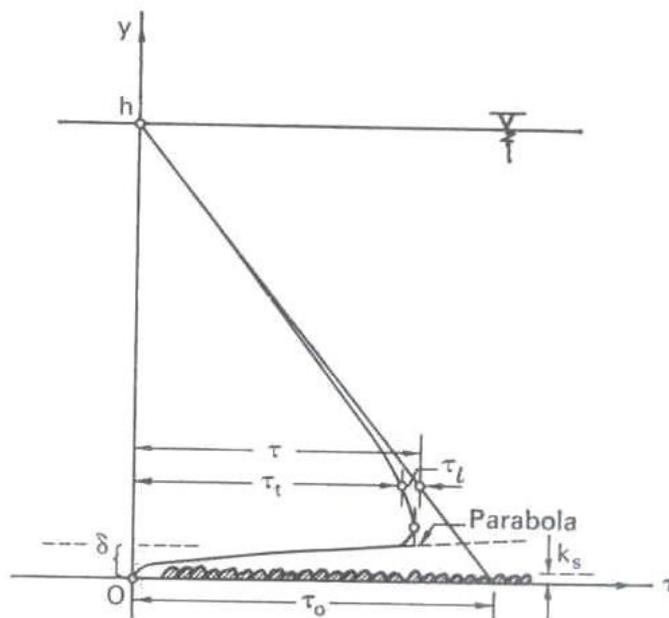


Figura 3.5 – Distribuição de tensões para escoamento livre. Fonte: YALIN (1977).

- k_s : rugosidade devido aos sedimentos (ou simplesmente, rugosidade dos grãos);
- δ : limite superior da subcamada laminar.

Da Figura 3.5, observa-se que para $y < \delta$ a tensão total pode ser aproximada pela tensão laminar (τ), já que nesta faixa da profundidade a tensão turbulenta (τ_t) tem valor relativamente pequeno e pode ser desprezada.

Ao contrário, na região onde $y > \delta$, é a tensão laminar que pode ser desprezada, sendo que a tensão total é praticamente igual à tensão turbulenta (τ_t).

Portanto, resumidamente é possível escrever:

$$\left\{ \begin{array}{l} k_s < y < \delta \Rightarrow \tau = \tau_l = \mu \cdot \frac{du_m}{dy} \\ \delta < y < h \Rightarrow \tau = \tau_t = \rho \cdot l^2 \cdot \left(\frac{du_m}{dy} \right)^2 \end{array} \right. \quad (3.31)$$

A região $k_s < y < \delta$ é conhecida como subcamada viscosa (ou laminar) do escoamento turbulento. Na região $\delta < y < h$, o escoamento pode ser considerado como independente da viscosidade, sendo chamado de escoamento turbulento plenamente desenvolvido.

Em relação à seção transversal, a Figura 3.6 mostra a distribuição de tensões junto ao fundo e às margens.

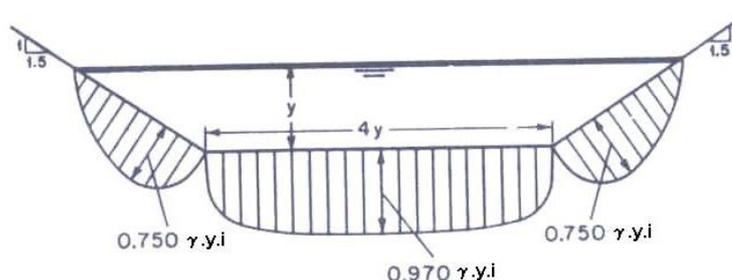


Figura 3.6 – Esquema da distribuição da tensão de arraste no fundo e nas margens de um canal. Fonte: CHOW (1959).

3.4. Equações para estimativa da Velocidade Média (U) em canais

No estudo do escoamento em canais, considerando-se escoamento permanente e uniforme, as primeiras formulações que surgiram para a estimativa da velocidade média na seção (U), e conseqüentemente da vazão (Q), foram de caráter empírico. Algumas delas, ainda hoje, são amplamente utilizadas pelos engenheiros. A seguir apresentam-se duas delas: a equação de Chezy; e a equação de Manning.

Em 1769, o engenheiro francês Antoine de Chezy desenvolveu uma fórmula simples para determinação da velocidade média do escoamento em cursos d'água. Em sua formulação, Chezy tomou como hipótese que a tensão de arraste junto ao fundo fosse proporcional ao quadrado da velocidade média na seção, ou seja:

$$\tau_0 \sim U^2 \quad (\text{Hipótese de Chezy})$$

Ou ainda:

$$\tau_0 = K \cdot U^2 \quad (3.32)$$

Sendo:

➤ K : coeficiente de proporcionalidade.

Igualando-se a eq.(3.32) com a eq.(3.24) obtém-se:

$$\rho \cdot g \cdot R_h \cdot i = K \cdot U^2 \Rightarrow U = \sqrt{\frac{\rho \cdot g}{K}} \cdot \sqrt{R_h \cdot i}$$

Ou ainda:

$$U = C \cdot \sqrt{R_h \cdot i} \quad (3.33)$$

$$\text{Sendo: } C = \sqrt{\frac{\rho \cdot g}{K}}$$

A eq.(3.33) é conhecida como Equação de Chezy, sendo que C é um coeficiente de resistência à ação do escoamento, conhecido como Coeficiente de Chezy.

Em 1889, o engenheiro normando Robert Manning, através da análise de resultados experimentais obtidos por ele e outros pesquisadores propôs a seguinte equação para determinação da velocidade média:

$$U = \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (3.34)$$

Sendo:

➤ n é o coeficiente de resistência ao escoamento, denominado Coeficiente de Manning.

Tanto a fórmula proposta por Manning, quanto a equação de Chezy, são válidas apenas para escoamentos permanentes e uniformes. Além disso, ambas as fórmulas não levam em consideração o efeito da viscosidade, e, portanto, só devem ser aplicadas aos escoamentos com regime turbulento rugoso (grandes valores de Re).

A equação de Manning pode ser escrita de uma forma semelhante à equação de Chezy, ou seja:

$$U = \left(\frac{R_h^{1/6}}{n} \right) \cdot \sqrt{R_h \cdot i} \quad (3.35)$$

O que mostra que a relação entre os coeficientes de Chezy e Manning resulta em:

$$C = \left(\frac{R_h^{1/6}}{n} \right) \quad (3.36)$$

3.5. Distribuição de Velocidades – Enfoque Determinístico

3.5.1. Generalidades

Além do conhecimento da velocidade média, no estudo do escoamento em canais, é importante conhecer a distribuição de velocidades numa dada seção, pois esta é uma propriedade básica que está diretamente relacionada com a distribuição de tensões, correntes secundárias e concentração de sedimentos.

Segundo GARDE; RANGA RAJU (1978), o conhecimento da distribuição de velocidades é essencial para o entendimento das relações entre os parâmetros hidráulicos e geométricos do escoamento em canais. Além disso, a velocidade média

pode ser obtida pela integração do perfil de velocidades numa dada seção do escoamento.

Neste trabalho são apresentados dois modelos distintos para a descrição da distribuição de velocidades num escoamento em canais: o primeiro utiliza um enfoque determinístico, baseado no desenvolvimento das equações básicas de energia e quantidade de movimento; e o segundo, um enfoque probabilístico, baseado na aplicação do conceito de maximização da entropia, originado da teoria da informação.

O modelo determinístico é apresentado a seguir, e o modelo probabilístico é tratado no item 3.6.

3.5.2. Escoamento Laminar

Para o escoamento permanente laminar com superfície livre ($Re < 500$), a velocidade do escoamento permanece constante com o tempo ao longo de toda profundidade (não há flutuações turbulentas). Dessa forma, para determinar a distribuição de velocidades basta igualar as eqs. (3.6) e (3.26). Assim:

$$\mu \cdot \frac{du}{dy} = \gamma \cdot h \cdot \left(1 - \frac{y}{h}\right) \cdot i$$

Integrando a equação anterior para determinação do campo de velocidades em função da profundidade, sabendo-se que $u = 0$ para $y = 0$, obtém-se:

$$u = \frac{\tau_0 \cdot h}{\mu} \cdot \left[\frac{y}{h} \cdot \left(1 - \frac{y}{2 \cdot h}\right) \right] \quad (3.37)$$

Define-se velocidade de atrito (v_*) como sendo:

$$v_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \quad (3.38)$$

Define-se também Reynolds de atrito (Re_a) como sendo:

$$Re_a = \frac{v_* \cdot h}{\nu} \quad (3.39)$$

Substituindo as eqs. (3.38) e (3.39) em (3.37):

$$\frac{u}{v_*} = Re_a \cdot \left[\frac{y}{h} \cdot \left(1 - \frac{y}{2 \cdot h} \right) \right] \quad (3.40)$$

A eq.(3.40) vale tanto para leitos lisos quanto para leitos rugosos, desde que a dimensão das rugosidades (k_s) seja pequena em relação à profundidade do escoamento (h).

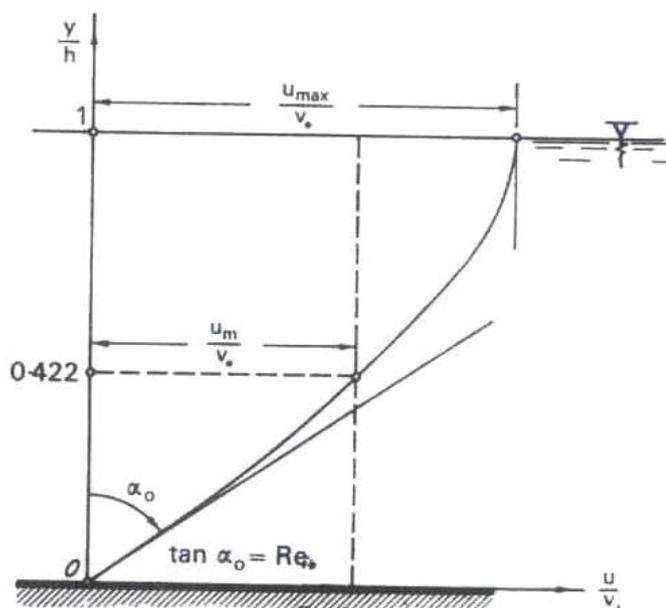


Figura 3.7 – Distribuição de velocidades para o escoamento laminar. Fonte: YALIN (1977).

Portanto, de acordo com a distribuição de velocidades obtida para o escoamento laminar pode-se escrever:

➤ Velocidade Máxima: $\frac{y}{h} = 1 \Rightarrow \frac{u_{\max}}{v_*} = \frac{1}{2} \cdot \text{Re}_a$ (3.41)

➤ Velocidade média: $\frac{y}{h} \approx 0,422 \Rightarrow \frac{U}{v_*} = \frac{1}{3} \cdot \text{Re}_a$ (3.42)

3.5.3. Escoamento turbulento

No escoamento turbulento não é possível descrever analiticamente a parcela da tensão turbulenta ao longo de toda profundidade do escoamento, já que a relação entre o comprimento de mistura e a profundidade só é conhecida na região próxima ao leito, conforme apresentado na eq.(3.30). Dessa forma, é interessante iniciar a descrição da distribuição do perfil de velocidades nesta região, analisando posteriormente o restante da profundidade do escoamento.

Define-se a região próxima ao leito como sendo: $y_{\min} < y \ll h$. Em outras palavras, a região considerada próxima ao leito deve ser muito menor do que a profundidade do escoamento (h) e deve ter um limite inferior (y_{\min}), cujo valor será igual a δ (limite superior da subcamada laminar) ou k_s (rugosidade dos grãos).

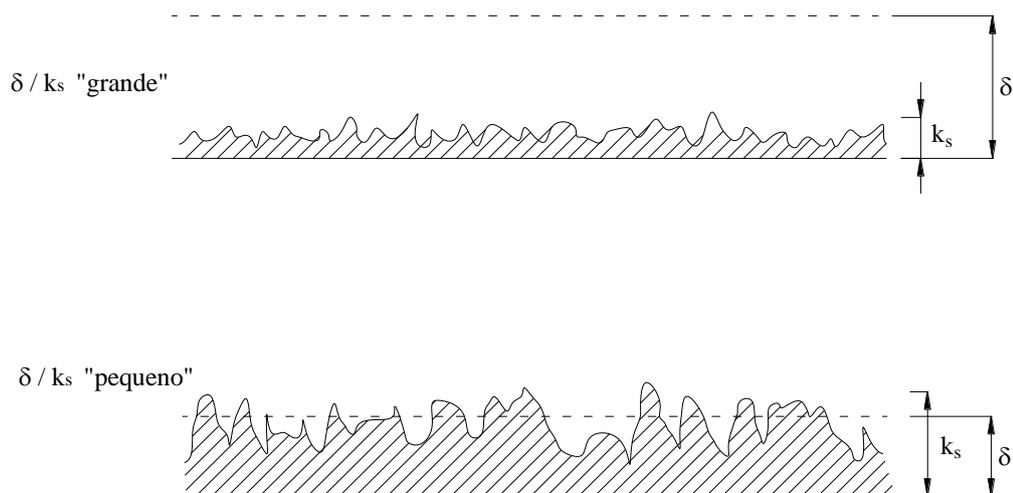


Figura 3.8 – Escoamento próximo do leito – Subcamada laminar (δ) e rugosidade dos grãos (k_s).

A Figura 3.8 mostra duas condições possíveis para o escoamento turbulento:

- Na primeira condição, a relação entre δ/k_s é “grande”. Neste caso, $y_{min}=\delta$, pois a região com escoamento turbulento plenamente desenvolvido localiza-se acima da subcamada laminar;
- Na segunda condição, a relação entre δ/k_s é “pequena”. Neste caso, $y_{min}=k_s$, pois as equações desenvolvidas só podem ser utilizadas por regiões continuamente ocupadas por água.

Portanto, para a região definida como próxima ao leito ($y_{min} < y \ll h$), pode-se escrever uma relação para a tensão turbulenta (τ) a partir das eqs. (3.29) e (3.30):

$$\tau = \tau_t = \rho \cdot \chi^2 \cdot y^2 \cdot \left(\frac{du}{dy} \right)^2 \quad (3.43)^1$$

Como a região estudada é próxima ao fundo é possível assumir que $\tau_t \approx \tau_0$. Assim, arranjando a eq.(3.38) de modo a obter o valor de τ_0 e substituindo na equação anterior obtém-se:

$$v_* = \chi \cdot y \cdot \frac{du}{dy} \quad (3.44)$$

A integração desta equação no intervalo de y_{min} a y resulta numa lei de distribuição logarítmica de velocidades, também conhecida como Lei de Prandtl-von Karman:

$$\frac{u}{v_*} = \frac{1}{\chi} \cdot \ln \frac{y}{y_{min}} + \frac{u_{min}}{v_*} \quad (3.45)$$

¹ Nesta equação u_m foi substituído por u simplesmente para simplificar a notação, mas deve-se lembrar que este valor de velocidade refere-se sempre à parcela média de um ponto (desconsiderando-se a parcela u' referente às flutuações turbulentas).

Sendo:

$$\triangleright u_{min} = u(y_{min}).$$

Conforme já mencionado, o valor de y_{min} pode ser δ ou k_s dependendo da condição do escoamento turbulento. Para avaliar cada um destes casos, é necessário estudar as propriedades mecânicas do escoamento nas proximidades do leito.

Inicialmente propõe-se um conjunto de quatro variáveis independentes que sejam capazes de definir as propriedades do escoamento próximo ao leito. As variáveis escolhidas são: ρ , μ , v^* e k_s .

Portanto, a relação entre a rugosidade dos grãos e a espessura da subcamada laminar deve ser uma função destas variáveis, ou seja:

$$\frac{k_s}{\delta} = f(\rho, \mu, v^*, k_s)$$

Como a razão entre k_s e δ é um adimensional, a função do lado direito da equação anterior também deve ser. Neste caso, a única combinação possível entre as quatro variáveis definidas que constitui um adimensional é:

$$\frac{k_s}{\delta} = f\left(\frac{v^* \cdot k_s}{\nu}\right) \quad (3.46)$$

Lembrando-se que $\nu = \mu / \rho$.

Além disso, o adimensional definido do lado direito da eq.(3.46) tem a mesma estrutura do número de Reynolds e seu símbolo será Re_k . Portanto:

$$Re_k = \frac{v^* \cdot k_s}{\nu} \quad (3.47)$$

No caso de δ/k_s ter um valor “grande” (ou seja, δ muito maior do que k_s) é razoável admitir que a formação da subcamada laminar independa de k_s . A única forma de tornar a eq. (3.46) independente de k_s é se a função “ f ” for uma constante ($1/C_\delta$) que multiplica Re_k .

$$\frac{k_s}{\delta} = const \cdot \left(\frac{v_* \cdot k_s}{\nu} \right) \Rightarrow \delta = C_\delta \cdot \frac{\nu}{v_*} \quad (3.48)$$

Neste caso a eq.(3.45) resulta em:

$$\frac{u}{v_*} = \frac{1}{\chi} \cdot \ln \frac{y}{\delta} + \frac{u_\delta}{v_*} \quad (3.49)$$

Sendo:

$$\triangleright u_\delta = u(\delta).$$

Substituindo-se a eq.(3.48) na eq.(3.49), obtém-se:

$$\frac{u}{v_*} = \frac{1}{\chi} \cdot \ln \frac{y \cdot v_*}{\nu} - \frac{1}{\chi} \cdot \ln C_\delta + \frac{u_\delta}{v_*} \Rightarrow \frac{u}{v_*} = \frac{1}{\chi} \cdot \ln \frac{y}{k_s} + \frac{1}{\chi} \cdot \ln Re_k - \frac{1}{\chi} \cdot \ln C_\delta + \frac{u_\delta}{v_*}$$

Definindo:

$$B_s = \frac{1}{\chi} \cdot \ln Re_k - \frac{1}{\chi} \cdot \ln C_\delta + \frac{u_\delta}{v_*} \quad (3.50)$$

Obtém-se:

$$\frac{u}{v_*} = \frac{1}{\chi} \cdot \ln \frac{y}{k_s} + B_s \quad (3.51)$$

Ao contrário, quando δ/k_s tem valor “pequeno”, ou seja, as duas grandezas têm valores relativamente próximos, a eq.(3.45) transforma-se em:

$$\frac{u}{v_*} = \frac{1}{\chi} \cdot \ln \frac{y}{k_s} + \frac{u_k}{v_*} \quad (3.52)$$

Sendo:

$$\blacktriangleright u_k = u(k_s).$$

Os resultados acima mostram que é possível escrever uma única equação para as duas condições do escoamento turbulento, ou seja:

$$\frac{u}{v_*} = \frac{1}{\chi} \cdot \ln \frac{y}{k_s} + B_s \begin{cases} \frac{\delta}{k_s} \text{ "grande"} \Rightarrow B_s = \frac{1}{\chi} \cdot \ln Re_k - \frac{1}{\chi} \cdot \ln C_\delta + \frac{u_\delta}{v_*} \\ \frac{\delta}{k_s} \text{ "pequeno"} \Rightarrow B_s = \frac{u_k}{v_*} \end{cases}$$

O gráfico da Figura 3.9 mostra os resultados experimentais que indicam a variação de B_s com Re_k :

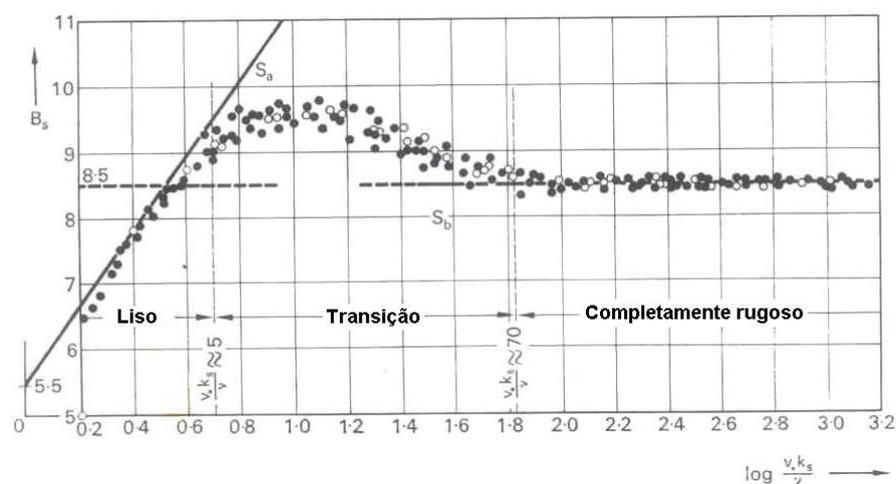


Figura 3.9 – Resultados experimentais da variação de B_s com Re_s . Fonte: YALIN (1977).

De acordo com o gráfico pode-se escrever:

$$\frac{u}{v_*} = \frac{1}{\chi} \cdot \ln \frac{y}{k_s} + B_s \begin{cases} \frac{\delta}{k_s} \text{ "grande"} \Rightarrow B_s = 2,5 \cdot \ln Re_k + 5,5 \\ \frac{\delta}{k_s} \text{ "pequeno"} \Rightarrow B_s = 8,5 \end{cases} \quad (3.53)$$

Portanto, define-se para o escoamento turbulento:

- **Escoamento Turbulento Liso ($Re_k < 5$):** δ/k_s é “grande” e, portanto, a distribuição de velocidades independe de k_s (rugosidade relativa aos sedimentos não é importante neste caso);
- **Escoamento Turbulento Rugoso ($Re_k > 70$):** δ/k_s é “pequeno”. Neste caso, a distribuição de velocidades não depende da viscosidade (representada pelo adimensional Re_k), pois a espessura da camada viscosa é pequena em comparação com k_s e a rugosidade é exposta ao escoamento turbulento. Por isso, no gráfico da Figura 3.9 o valor de B_s permanece constante para a variação de Re_k .
- **Escoamento Turbulento de Transição ($5 < Re_k < 70$):** Para esta condição tanto a rugosidade dos grãos (k_s), quanto a viscosidade (ν) influenciam na distribuição de velocidades. O valor de B_s não pode ser descrito analiticamente, sendo que seu valor neste caso deve ser obtido diretamente através do gráfico.

Embora os cálculos acima tenham sido feitos apenas para pequenos valores de y , ou seja, para a região próxima ao fundo ($y_{min} < y \ll h$), em geral, é assumido que a distribuição de velocidades permanece válida ao longo de toda profundidade do escoamento ($y_{min} < y \leq h$).

3.5.3.1 Escoamento turbulento hidraulicamente liso ($Re_k \leq 5$)

A partir da eq.(3.53) para a condição de δ/k_s “grande”, é possível escrever:

$$\frac{u}{v_*} = 2,5 \cdot \ln \frac{y \cdot v_*}{\nu} + 5,5 \quad (3.54)$$

➤ Velocidade máxima: $y = h \Rightarrow \frac{u_{\max}}{v_*} = 2,5 \cdot \ln \frac{h \cdot v_*}{\nu} + 5,5$ (3.55)

➤ Velocidade média: $y = 0,368 \cdot h \Rightarrow \frac{U}{v_*} = 2,5 \cdot \ln \frac{h \cdot v_*}{\nu} + 3,0$ (3.56)

3.5.3.2 Escoamento turbulento hidraulicamente rugoso ($Re_k \geq 70$)

A partir da eq.(3.53) para a condição de δ/k_s “pequeno”, é possível escrever:

$$\frac{u}{v_*} = 2,5 \cdot \ln \frac{y \cdot v_*}{\nu} + 8,5 \quad (3.57)$$

➤ Velocidade máxima: $y = h \Rightarrow \frac{u_{\max}}{v_*} = 2,5 \cdot \ln \frac{h}{k_s} + 8,5$ (3.58)

➤ Velocidade média: $y = 0,368 \cdot h \Rightarrow \frac{U}{v_*} = 2,5 \cdot \ln \frac{h}{k_s} + 6,0$ (3.59)

3.5.4. **Comparação da equação de distribuição de velocidades logarítmica com a equação de Manning**

Dividindo-se a equação proposta por Manning, eq.(3.34), pela velocidade de atrito (v_*), obtém-se:

$$\frac{U}{v_*} = \frac{1}{n} \cdot \frac{R_h^{1/6}}{\sqrt{g}} \quad (3.60)$$

Comparando-se equação anterior com a eq.(3.59), que representa a velocidade média obtida através da distribuição logarítmica para o regime de escoamento turbulento rugoso (faixa para a qual é válida a fórmula de Manning), é possível obter a seguinte relação aproximada:

$$n = \frac{k_s^{1/6}}{24} \quad (3.61)$$

Com k_s em metros.

Strickler, em 1923, analisando os dados de vários rios suíços, caracterizados por escoamentos através de leitos com material grosseiro, obteve a seguinte relação para o coeficiente de Manning:

$$n = \frac{d_{50}^{1/6}}{21} \quad (3.62)$$

Com d_{50} em metros.

Quando o fundo do canal é formado por material não uniforme (considerando a condição sem movimentação do material de fundo) deve-se decidir que valor adotar para k_s . MEYER-PETER (1948) propõe o uso do diâmetro d_{90} , enquanto EINSTEIN (1950) recomenda o uso de d_{65} , sendo que cada um dos autores utilizou diferentes coeficientes para dividir o valor do diâmetro característico escolhido.

Contudo, deve-se lembrar que escolher diferentes diâmetros característicos para substituir k_s pode não representar um erro tão significativo na estimativa do coeficiente de Manning, uma vez que o valor do diâmetro é elevado ao expoente 1/6 nas relações propostas.

3.5.5. Observações sobre Rugosidade do Leito (k) e Rugosidade devido ao sedimento (k_s)

As equações e limites dos escoamentos turbulentos lisos e rugosos foram definidos experimentalmente por Nikuradse para a rugosidade do sedimento (k_s).

No caso de se considerar a rugosidade do leito (k), é razoável imaginar que o tipo das curvas obtidas por Nikuradse seja o mesmo. Contudo os limites definidos devem ser diferentes. A Figura 3.10 ilustra este fato:

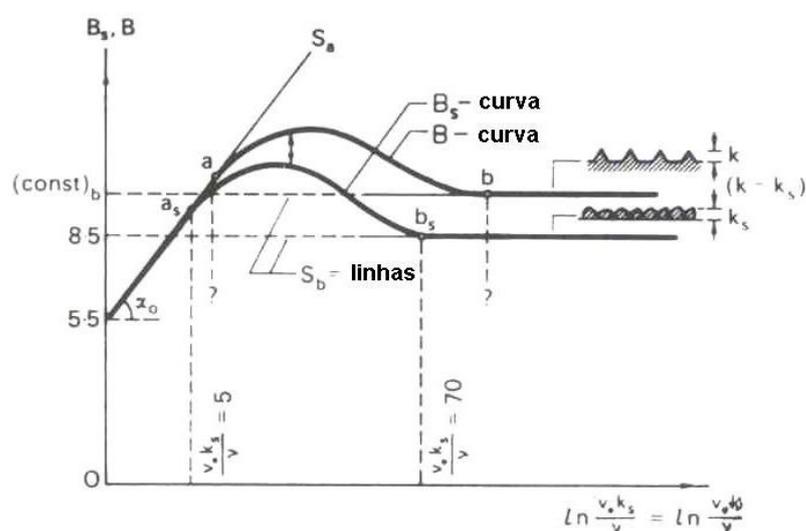


Figura 3.10 – Comparação entre as curvas B e B_s . Fonte: YALIN (1977).

Portanto, conclui-se que para cada rugosidade do leito seria necessário determinar uma curva B para avaliação da distribuição de velocidades. No entanto, se fosse possível determinar um valor k_s “equivalente” para cada rugosidade do leito, as equações desenvolvidas até aqui poderiam ser aproveitadas.

Escrevendo as equações das distribuições de velocidade para a rugosidade dos grãos (k_s) e rugosidade do leito (k), tem-se:

$$\frac{u}{v_*} = \frac{1}{\chi} \cdot \ln \frac{y}{k_s} + B_s = \frac{1}{\chi} \cdot \ln \frac{y}{k_s} \cdot e^{\chi \cdot B_s} \quad (3.63)$$

$$\frac{u}{v_*} = \frac{1}{\chi} \cdot \ln \frac{y}{k} + B = \frac{1}{\chi} \cdot \ln \frac{y}{k} \cdot e^{\chi \cdot B} \quad (3.64)$$

Igualando as duas equações:

$$\frac{k_s}{k} = e^{\chi \cdot (B_s - B)} \quad (3.65)$$

Para o regime turbulento hidraulicamente liso, a diferença entre B e B_s não é constante, mas pode ser considerada nula, uma vez que $\delta \gg k$ (ou k_s). Em outras palavras, neste caso o valor de k (ou k_s) não interfere na distribuição de velocidades e, portanto, $B \equiv B_s$.

Para o regime turbulento hidraulicamente rugoso, a diferença entre B e B_s é constante e, neste caso, é possível determinar um valor fixo de k_s para substituir k e permitir o uso do conjunto de equações definidas no item 3.5.3.2.

Quando o leito é plano, k_s é uma função do diâmetro do material de fundo (d), ou seja: $k_s = n_d \cdot d$. Para leitos planos o valor médio de n_d é 2 (o valor $n_d=1$ seria utilizado no caso do leito possuir material com uma distribuição granulométrica uniforme como a utilizada na experiência de Nikuradse).

As equações estudadas neste item 3.5 pressupõem a não ocorrência de transporte de sedimentos, por dois motivos:

- Após o início do transporte de sedimentos, o fluido não é mais homogêneo e não valem as equações desenvolvidas até aqui;
- Com o transporte de sedimentos o leito pode não ser mais plano (formação de rugas ou dunas, por exemplo). Neste caso, o valor de k_s “equivalente” não seria mais uma função apenas do diâmetro d , mas dependeria também da geometria destas formações.

Contudo, supondo as condições iniciais de transporte de sedimentos, onde o valor da vazão sólida é muito menor do que a vazão líquida e, portanto, poderia ser aproximado por zero, o valor de k_s “equivalente” seria uma função das seguintes variáveis, representadas na Figura 3.11.

$$“k_s” = f(d, \Lambda, \theta, A_k)$$

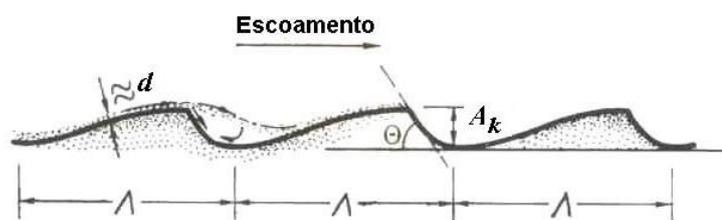


Figura 3.11 – Representação da conformação de fundo. Fonte: YALIN (1977).

Alguns estudos experimentais realizados para determinação desta função são apresentados em YALIN (1977).

O estudo do escoamento com transporte de sedimentos é o objetivo central do capítulo seguinte, onde serão apresentados alguns métodos previsores da configuração de fundo, bem como algumas equações que permitem estimar o transporte sólido nos canais.

3.6. Distribuição de Velocidades – Enfoque Probabilístico

3.6.1. Introdução

O enfoque probabilístico para definição da distribuição de velocidades em canais abordado neste trabalho foi desenvolvido por CHIU (1988) e é baseado no princípio da maximização da entropia, definida de acordo com a teoria da informação (JAYNES, 1957 *apud* CHIU, 1988). Este modelo é similar ao método baseado na

minimização da energia, proposto por SONG; YANG (1979). A diferença básica está na função objetivo a ser maximizada (ou minimizada).

Embora os conceitos básicos sobre a teoria da informação, entropia e o princípio da maximização da entropia sirvam de base para a compreensão do modelo de distribuição de velocidades proposto por CHIU (1988), não serão abordados neste trabalho, pois não fazem parte do objetivo do mesmo. Estes conceitos podem ser encontrados de forma resumida nos trabalhos de CHIU (1987) e MINEI (1999).

De acordo com CHIU (1988), a distribuição de velocidades em um canal é tratada, em geral, como uma distribuição espacial da velocidade média temporal (que não inclui a parcela correspondente às flutuações turbulentas). Contudo, ainda segundo o autor, a velocidade deveria ser tratada como um parâmetro estatístico, com seu valor associado a uma média e variância.

CHIU (1987) derivou do princípio da maximização da entropia uma lei de distribuição de velocidades com vantagens sobre a tradicional lei logarítmica de Prandtl-von Karman (definida no item 3.5.3), especialmente nos casos de escoamentos com transporte sólido significativo. Entretanto, no trabalho de 1987, o modelo desenvolvido tinha a aplicação restrita aos canais de grande largura, para os quais a velocidade cresce monotonamente na direção perpendicular ao fundo no sentido da superfície.

Contudo, para muitos canais a velocidade máxima do escoamento ocorre abaixo da superfície livre da água, o que faz com que haja dois pontos de mesma velocidade ao longo do eixo y (perpendicular ao fundo). Dessa forma, CHIU (1988) propôs a utilização de outro sistema de coordenadas, desenvolvido por CHIU; LIN (1983), que modela a distribuição de velocidades através de linhas denominadas isovelozes (ξ). A idéia deste novo sistema de coordenadas é similar à utilização das coordenadas cilíndricas para descrever o escoamento em um tubo circular. A Figura 3.12 representa o sistema de coordenadas ξ - η para três diferentes tipos de escoamento em canais.

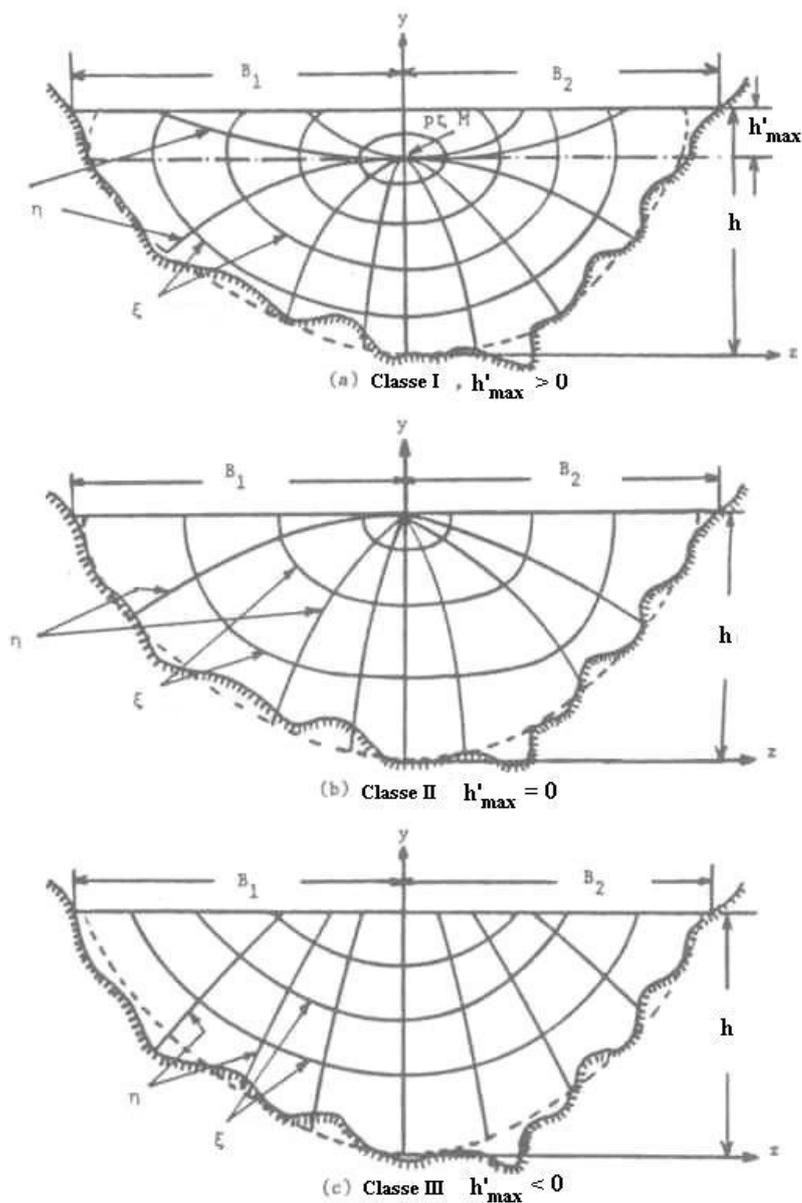


Figura 3.12 – Sistema de coordenadas $\xi x \eta$ para escoamento em canais. Fonte: CHIU; LIN (1983).

Na Figura 3.12 as linhas ξ representam os pontos de mesma velocidade na seção transversal do canal (denominadas isovelozes) e as linhas η são perpendiculares a ξ . Os três casos representados na figura (CLASSES I, II e III) serão discutidos mais adiante no item 3.6.3.

A seguir apresenta-se sucintamente o desenvolvimento do modelo de distribuição de velocidades proposto pelo autor.

3.6.2. Definição da função densidade de probabilidades

Para formular a distribuição de velocidades probabilisticamente, a média temporal da velocidade (desconsiderada a parcela equivalente às flutuações turbulentas) deve ser tratada como uma variável randômica, distribuída espacialmente na seção transversal de acordo com uma função densidade de probabilidades $p(u)$.

A função densidade de probabilidades é conveniente para estudo de funções contínuas, sendo que $p(u)$ representa a probabilidade da velocidade estar entre u e $u+du$.

$$p(u) = \frac{dP(u)}{du} \quad (3.66)$$

Na qual $P(u)$ é a probabilidade acumulada da velocidade ser menor ou igual a u .

Assim, a função densidade de probabilidades pode ser escrita como:

$$\int_0^{u_{\max}} p(u) du = 1 \quad (3.67)$$

Na qual u_{\max} é a velocidade máxima do escoamento numa dada seção do canal.

A função $p(u)$ conforme definida pela eq.(3.67) deve ainda satisfazer três restrições, conhecidas como primeiro, segundo e terceiro “momentos” estatísticos da variável randômica “ u ”. As equações abaixo definem as três restrições:

$$\int_0^{u_{\max}} u \cdot p(u) du = \frac{Q}{A} = U \quad (3.68)$$

$$\int_0^{u_{\max}} u^2 \cdot p(u) du = \beta \cdot U^2 \quad (3.69)$$

$$\int_0^{u_{\max}} u^3 \cdot p(u) du = \alpha \cdot U^3 \quad (3.70)$$

Nas quais:

- α é o coeficiente de Coriolis;
- β é o coeficiente de Boussinesq.

Os três “momentos” estatísticos representam cada uma das três equações básicas da hidrodinâmica: equação da continuidade; equação da quantidade de movimento e equação da energia.

Para determinar a função $p(u)$ utiliza-se o princípio da maximização da entropia. Este princípio diz que “um sistema em equilíbrio permanente tende a maximizar a entropia” (SHORE; JOHNSON, 1980 *apud* CHIU, 1989).

A entropia H é definida como:

$$H(u) = -\int_0^{u_{\max}} p(u) \cdot \ln p(u) du \quad (3.71)$$

Segundo CHIU (1988), a entropia é uma medida da uniformidade da distribuição de u na seção transversal. Portanto, teoricamente o valor máximo de $H(u)$ ocorre quando $p(u)$ é perfeitamente uniforme entre 0 e u_{\max} . Contudo, na prática, a distribuição de probabilidades nunca é uniforme em virtude das restrições impostas pelas eqs.(3.68), (3.69) e (3.70).

Para maximizar a função $H(u)$, sujeita às restrições supracitadas, e, assim, determinar a função $p(u)$, aplica-se o método de cálculo das variações:

$$\frac{\partial}{\partial p} \left(-p \cdot \ln p + \sum_{i=0}^3 \lambda_{i=1} \cdot u^i \cdot p \right) = 0 \quad (3.72)$$

Cuja solução é:

$$p(u) = e^{a_1 + a_2 \cdot u + a_3 \cdot u^2 + a_4 \cdot u^3} \quad (3.73)$$

Nas duas equações anteriores:

- λ_j : multiplicadores de Lagrange;
- a_j : parâmetros que obedecem às seguintes condições:

$$a_1 = \lambda_1 - 1$$

$$a_j = \lambda_j \text{ para qualquer } j \neq 1$$

Para a solução da eq.(3.73) é preciso determinar os parâmetros a_1 , a_2 , a_3 e a_4 , o que pode ser feito a partir do conhecimento da velocidade máxima do escoamento na seção transversal (u_{max}) e dos três “momentos” estatísticos, que podem ser obtidos a partir de U , α e β .

Caso sejam desprezados os efeitos das possíveis variações dos coeficientes da equação de energia e quantidade de movimento (α , β), o que pode ser feito para a maior parte dos cursos d’água sem grandes prejuízos nos resultados, a solução da eq.(3.72) é simplificada para:

$$p(u) = e^{a_1 + a_2 \cdot u} \quad (3.74)$$

Esta solução é equivalente a considerar a maximização da função $H(u)$, levando-se em conta apenas as restrições impostas pelas eqs.(3.67) e (3.68). Neste caso, para a determinação dos parâmetros a_1 e a_2 é necessário somente o conhecimento prévio de duas grandezas características do escoamento: as velocidades máxima e média na seção (u_{max} e U), ou seja:

$$e^{a_1} = \frac{a_2}{e^{a_2 \cdot u_{\max}} - 1} \quad (3.75)$$

$$U = \frac{u_{\max} \cdot e^{a_2 \cdot u_{\max}}}{e^{a_2 \cdot u_{\max}} - 1} - \frac{1}{a_2} \quad (3.76)$$

3.6.3. Definição de um sistema de coordenadas apropriado

Conforme já mencionado no item 3.6.1, CHIU; LIN (1983) desenvolveram uma função matemática, dada pela eq.(3.77), que permite modelar, através de ajustes de seus parâmetros, os lugares geométricos dos pontos de mesma velocidade para uma dada seção transversal de um escoamento em canal. Estes lugares geométricos são chamados de linhas isovelozes (ξ).

$$\xi = Y \cdot (1 - Z)^{\beta_1} \cdot e^{(\beta_1 \cdot Z - Y + 1)} \quad (3.77)$$

Na qual:

$$Y = \frac{y + \delta y}{h + \delta y - h'_{\max}} \quad (3.78)$$

$$Z = \frac{|z|}{B_i + \delta i} \quad (3.79)$$

Nas três equações que definem as isovelozes:

- y é a coordenada na direção vertical (sendo que o eixo y é escolhido na posição da seção transversal onde passa o ponto de máxima velocidade do escoamento);
- z é a coordenada na direção transversal;

- B_i : sendo $i=1$ ou 2 , é a distância transversal do eixo y para a margem esquerda ($i=1$) ou direita ($i=2$);
- β_i , δy , δ_i e h'_{max} : são coeficientes para caracterização da geometria das isovelozes.

O coeficiente h'_{max} tem um significado físico especial quando a velocidade máxima do escoamento na seção do canal ocorre abaixo da superfície livre da água. Neste caso, $h'_{max}>0$ e seu valor representa a profundidade em que se encontra o ponto de velocidade máxima (distância medida na vertical entre a superfície e o ponto de máxima velocidade). Quando $h'_{max}\leq 0$, significa que a velocidade máxima do escoamento ocorre na superfície livre e a variação no valor deste coeficiente é um mero instrumento modelador da geometria das linhas isovelozes. A Figura 3.12 apresentada no item 3.6.1, mostra uma representação esquemática de três tipos de escoamento em canal para diferentes valores de h'_{max} : CLASSE I – $h'_{max}>0$; CLASSE II – $h'_{max}=0$; CLASSE III – $h'_{max}<0$.

Os coeficientes δy e δ_i podem ser considerados nulos se a forma da seção transversal do canal é aproximadamente retangular, adquirindo valores maiores caso a forma da seção desvie da retangular. A Figura 3.13 ilustra a modelação das linhas isovelozes conforme proposta pelos autores.

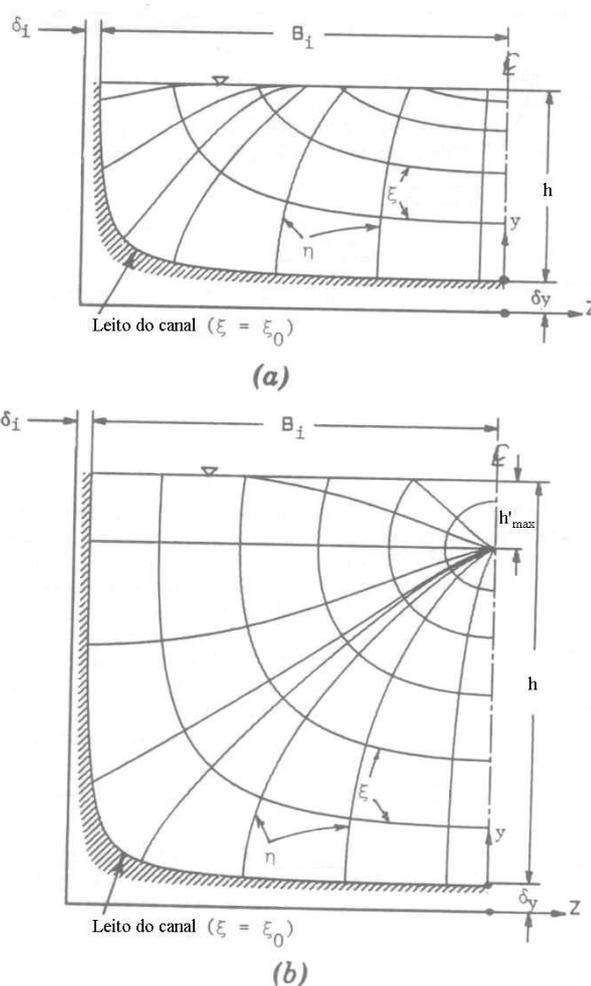


Figura 3.13 – Tipos de distribuição de velocidades e coordenadas ξ x η - (a) CLASSE III ($h'_{max} < 0$) e (b) CLASSE I ($h'_{max} > 0$). Fonte: CHIU (1989).

Portanto, analogamente ao que ocorre com o sistema de coordenadas cilíndrico, que é bastante útil para modelar o escoamento em conduto forçado através de tubos circulares, é interessante modelar o escoamento através de canais utilizando-se o sistema de coordenadas formadas por ξ x η (sendo que η representa a família de curvas ortogonais às isovelozes). Neste caso, independente da velocidade máxima do canal ocorrer na superfície ou abaixo dela a velocidade aumenta sempre monotonamente com a coordenada ξ , ou seja, no intervalo $0 \leq u \leq u_{max}$ tem-se $\xi_0 \leq \xi \leq \xi_{max}$, sendo $\xi_0 = \xi(u = 0)$ e $\xi_{max} = \xi(u = u_{max})$.

Considerando-se o caso particular de avaliação da distribuição de velocidades ao longo da vertical por onde passa o ponto de máxima velocidade, CHIU (1989) propõe o uso da seguinte equação:

$$\xi = \frac{y}{h - h'_{\max}} \cdot e^{\left(\frac{1-y}{h-h'_{\max}}\right)} \quad (3.80)$$

3.6.4. Modelação da distribuição de velocidades

Definido o sistema de coordenadas conveniente para descrever o perfil de velocidades (ξ x η), e observando que no intervalo de 0 a u_{\max} a velocidade varia monotonamente com ξ , é possível escrever uma função relacionando as duas grandezas de tal forma que:

$$u = f(\xi) \quad (3.81)$$

Supondo que os valores de ξ sejam igualmente prováveis no intervalo (ξ_0 , ξ_{\max}), pode-se escrever que:

$$\frac{\xi - \xi_0}{\xi_{\max} - \xi_0} = \int_0^u p(u) du \quad (3.82)$$

A eq.(3.82) é uma fórmula geral para descrever a distribuição de velocidades numa seção transversal de um canal. Lembrando-se que a eq.(3.77) ou a eq.(3.80) convertem o sistema de coordenadas (ξ x η) para o sistema cartesiano.

Uma das possíveis simplificações para a eq.(3.82) é considerar a eq.(3.74) como representativa da função densidade de probabilidades $p(u)$, ou seja, desprezando-se os efeitos do segundo e terceiro “momentos” estatísticos.

Assim, integrando-se a eq.(3.82) no intervalo de (0, u_{\max}) para a função $p(u)$ dada pela eq.(3.74), obtém-se:

$$\frac{u}{u_{\max}} = \frac{1}{M} \cdot \ln \left[1 + (e^M - 1) \cdot \frac{\xi - \xi_0}{\xi_{\max} - \xi_0} \right] \quad (3.83)$$

Na qual:

$$M = a_2 \cdot u_{\max} \quad (3.84)$$

A eq.(3.83), apesar de uma simplificação da equação geral, gera excelentes resultados na comparação com dados de velocidades medidos em canais, conforme apresentado em CHIU (1989). Neste trabalho, o autor mostra que utilizar o modelo mais elaborado da função de probabilidades, conforme eq.(3.73), não implica em resultados melhores do que considerar o modelo simplificado, conforme eq.(3.74), a não ser na região próxima ao leito para escoamentos com transporte sólido significativo. Em outras palavras, a eq.(3.83) modela satisfatoriamente a distribuição de velocidades em cursos d'água, desde que sejam conhecidos os valores das velocidades máxima e média na seção, necessários para estimativa dos parâmetros da equação (vide item 3.6.5).

Para utilizar a eq.(3.83) o termo $\frac{\xi - \xi_0}{\xi_{\max} - \xi_0}$ deve ser definido a partir da eq.(3.80).

Considerando-se $\xi(y=0) = \xi_0 = 0$, a relação ξ/ξ_{\max} , para os três tipos de escoamento definidos na Figura 3.12 (CLASSES I, II e III) e de acordo com a eq.(3.80), pode ser escrita como:

- CLASSE I, $h'_{\max} > 0$: Como a velocidade máxima ocorre abaixo da superfície, e, portanto, $\xi(y=h-h'_{\max}) = \xi_{\max} = 1$. Assim:

$$\frac{\xi}{\xi_{\max}} = \xi = \frac{y}{h - h'_{\max}} \cdot e^{\left(1 - \frac{y}{h - h'_{\max}}\right)} \quad (3.85)$$

- CLASSE II, $h'_{\max} = 0$: Como a velocidade máxima ocorre na superfície $\xi(y=h) = \xi_{\max}$ e $h'_{\max} = 0$, diretamente da eq.(3.80) obtém-se que $\xi_{\max} = 1$. Assim:

$$\frac{\xi}{\xi_{\max}} = \xi = \frac{y}{h} \cdot e^{\left(1 - \frac{y}{h}\right)} \quad (3.86)$$

➤ CLASSE III, $h'_{\max} < 0$:

$$\xi_{\max} = \frac{h}{h - h'_{\max}} \cdot e^{\left(1 - \frac{h}{h - h'_{\max}}\right)} \quad (3.87)$$

$$\frac{\xi}{\xi_{\max}} = \frac{y}{h} \cdot e^{\left(\frac{h-y}{h-h'_{\max}}\right)} \quad (3.88)$$

No caso particular de $h'_{\max} \rightarrow -\infty$:

$$\frac{\xi}{\xi_{\max}} = \frac{y}{h} \quad (3.89)$$

Quando h'_{\max} tem um valor negativo muito grande ($h'_{\max} \rightarrow -\infty$), as isovelozes ficam praticamente paralelas com a linha d'água e, portanto, vale a eq.(3.89). Este caso particular representa os cursos d'água que podem ser considerados como de grande largura e os efeitos das margens podem ser desconsiderados.

3.6.5. Estimativa dos parâmetros da equação de distribuição de velocidades

A estimativa dos parâmetros da eq.(3.83) pode ser feita com o uso das eqs.(3.75) e (3.76). Reescrevendo estas duas últimas equações em função do parâmetro M , obtém-se:

$$u_{\max} \cdot e^{a_1} = \frac{M}{e^M - 1} \quad (3.90)$$

$$\frac{U}{u_{\max}} = \frac{e^M}{e^M - 1} - \frac{1}{M} \quad (3.91)$$

Outra relação de interesse pode ser obtida combinando-se as eqs.(3.90) e (3.91), ou seja:

$$U \cdot e^{a_1} = \frac{M \cdot e^M - e^M + 1}{(e^M - 1)^2} \quad (3.92)$$

Além disso, CHIU (1989) propõe uma outra maneira de estimar o parâmetro a_1 . No escoamento junto ao leito, dentro da região de formação da subcamada laminar, o autor mostra que:

$$a_1 = 1 + \ln \left[\frac{\nu}{v_*^2 \cdot (h - h'_{\max}) \cdot \xi_{\max}} \right] \quad (3.93)$$

Para o caso específico de canais de grande largura, a relação anterior pode ser simplificada para:

$$a_1 = \ln \left(\frac{\nu}{v_*^2 \cdot h} \right) \quad (3.94)$$

A determinação prévia do valor de a_1 , combinada com o conhecimento da velocidade média (U) do escoamento, permite a obtenção de a_2 e de u_{\max} (ou do parâmetro M) através das eqs.(3.90) e (3.91). Ainda, de acordo com CHIU (1989), outra vantagem das eqs.(3.93) ou (3.94) seria a determinação de ν a partir de a_1 , o que possibilitaria uma estimativa da concentração de sedimentos junto ao leito.

CHIU; CHIOU (1986) determinaram a seguinte relação empírica:

$$\frac{u_{\max}}{v_*} = 1,283 \cdot \left(\frac{U}{v_*} \right)^{0,956} \quad (3.95)$$

Esta relação foi obtida a partir da investigação em laboratório dos perfis de velocidade de 176 tipos diferentes de escoamentos em canais de águas claras, considerando-se canais de seção transversal retangular com relações entre largura e profundidade variando de 1 a 100, declividade longitudinal de $2 \cdot 10^{-5}$ a $2 \cdot 10^{-2}$ e coeficiente de Manning (n) de 0,012 a 0,040. Lembrando que:

$$\frac{U}{v_*} = \frac{R_h^{1/6}}{n \cdot \sqrt{g}} \quad (3.96)$$

Embora seja uma relação de origem empírica, a eq.(3.95) consiste em um método alternativo para estimativa de u_{max} para canais escoando com transporte sólido pouco significativo, pois conforme mostra a Figura 3.14 existe uma excelente correlação entre a equação propostas e os dados experimentais.

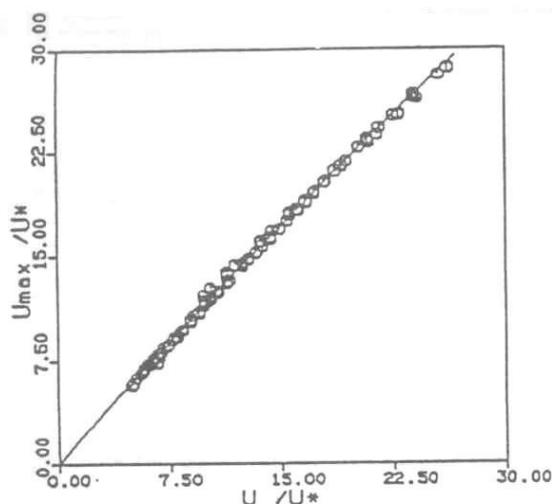


Figura 3.14 – Relação entre u_{max}/v_* e U/v_* - Fonte: CHIU (1991).

3.6.6. “Regularidades” no escoamento em canais e suas relações com o parâmetro M

CHIU; TUNG (2002) denominaram de “regularidades” as leis naturais que governam o escoamento e que se detectadas, analisadas e compreendidas, podem ser utilizadas para simplificar os métodos empregados na coleta de dados em cursos d’água, além de

melhorar a previsão das características do escoamento e, portanto, auxiliar no projeto e controle de sistemas de engenharia.

Para uma dada seção transversal de um canal CHIU; TUNG (2002) apontam alguns importantes parâmetros hidráulicos considerados como “regularidades”, são eles: M , Φ , h'_{max}/h , y_m/h , α e β . Sendo:

- Φ : a relação entre a velocidade média (U) e a velocidade máxima do escoamento (u_{max});
- y_m : a profundidade para a qual a velocidade do escoamento é igual à média, ou seja, $y(u=U)=y_m$;
- α e β : os coeficientes das equações de energia e quantidade de movimento, respectivamente.

Estes parâmetros são considerados como “regularidades” pois, de acordo com os resultados experimentais e análises teóricas, são constantes para uma dada seção transversal independente das condições de vazão. É importante observar que de uma seção transversal para a outra, ao longo do canal, os valores destes parâmetros podem variar devido às modificações de fatores locais como alinhamento, declividade, rugosidade e forma da seção.

Destas regularidades citadas pelos autores, especial atenção é dispensada ao parâmetro M . CHIU (1988) defende que M seja utilizado como um novo parâmetro hidráulico capaz de caracterizar e comparar escoamentos em canais. Além disso, todas as demais regularidades mencionadas podem ser relacionadas com M , conforme será exposto a seguir.

O parâmetro Φ é a relação entre U/u_{max} e, desse modo, pode ser expresso pela eq.(3.90), ou seja:

$$\Phi = \frac{U}{u_{\max}} = \frac{e^M}{e^M - 1} - \frac{1}{M} \quad (3.97)$$

CHIU; TUNG (2002), utilizando uma grande quantidade de dados experimentais de medições de velocidades, determinaram que para uma dada seção transversal de um curso d'água o valor médio de Φ é constante ao longo do tempo, independente da vazão escoada, ou ainda se o escoamento é permanente ou não-permanente.

A Figura 3.15 mostra a constância do parâmetro Φ para uma das séries de dados experimentais utilizados pelos autores.

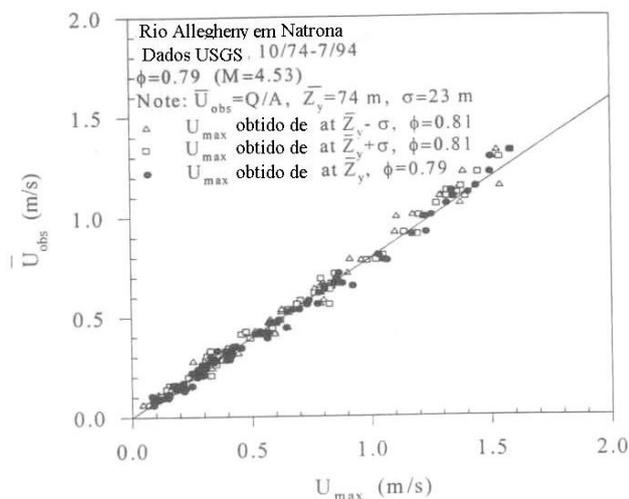


Figura 3.15 – Relação entre U e u_{\max} . Adaptado de CHIU; TUNG (2002).

Como Φ é função apenas de M , então o parâmetro M também é constante para uma dada seção transversal.

A partir de diversas séries de dados de laboratório e campo, CHIU; TUNG (2002) também desenvolveram uma relação empírica capaz de definir a localização da velocidade máxima quando esta ocorre abaixo da superfície (h'_{\max}) em função do parâmetro M .

$$\frac{h'_{max}}{h} = -0,2 \cdot \ln \frac{G(M)}{58,3} \quad (3.98)$$

Na qual:

$$G(M) = \frac{e^M - 1}{M \cdot \Phi} \quad (3.99)$$

Esta regressão foi obtida para a seguinte faixa de dados: $1,0 \leq M \leq 5,6$ e $0 \leq h'_{max}/h \leq 0,61$.

A Figura 3.16 mostra uma boa correlação entre a eq.(3.98) e os dados experimentais, mostrando que o adimensional h'_{max}/h pode ser considerado constante para uma dada seção transversal.

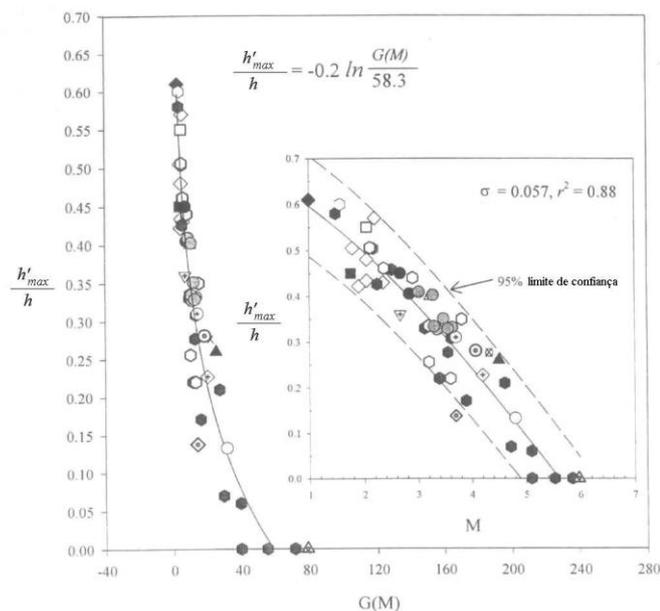


Figura 3.16 – Relação entre h'_{max}/h e $G(M)$ ou M . Fonte: CHIU; TUNG (2002).

A Figura 3.16 mostra ainda que para $h'_{max} = 0$ o valor de $M \approx 5,6$. Valores maiores de M representariam os escoamentos onde a velocidade máxima continua ocorrendo na superfície, mas com $h'_{max} < 0$ (CLASSE III).

Através da eq.(3.98) é possível concluir que para $M > 6$, pequenos incrementos no valor de M resultam em grandes saltos negativos no valor de h'_{max} , o que significa que para fins práticos pode-se considerar $\frac{\xi}{\xi_{max}} = \frac{y}{h}$, conforme explicado no item 3.6.4, eq.(3.89).

O estudo da relação entre a localização da velocidade máxima e o parâmetro M resulta num método para determinar o valor de M para uma dada seção, na qual não haja muitos dados disponíveis de velocidade média e máxima para diversas vazões (e que, portanto, não permitam a definição de M através do valor médio de Φ). Neste caso, é possível determinar M através de apenas um conjunto de dados de velocidades, a partir do qual estima-se a relação h'_{max}/h e, por conseguinte, o próprio valor de M da eq.(3.98).

De acordo com CHIU; TUNG (2002), o valor da profundidade para a qual ocorre a velocidade média em relação à profundidade total (y_m/h) também mostrou um valor constante para uma dada seção, independente das condições de vazão. Quando o valor de $M > 6$, o valor de y_m/h aproxima-se rapidamente de 0,368 e permanece constante. Para valores menores de M a variação deste adimensional é representada na Figura 3.17.

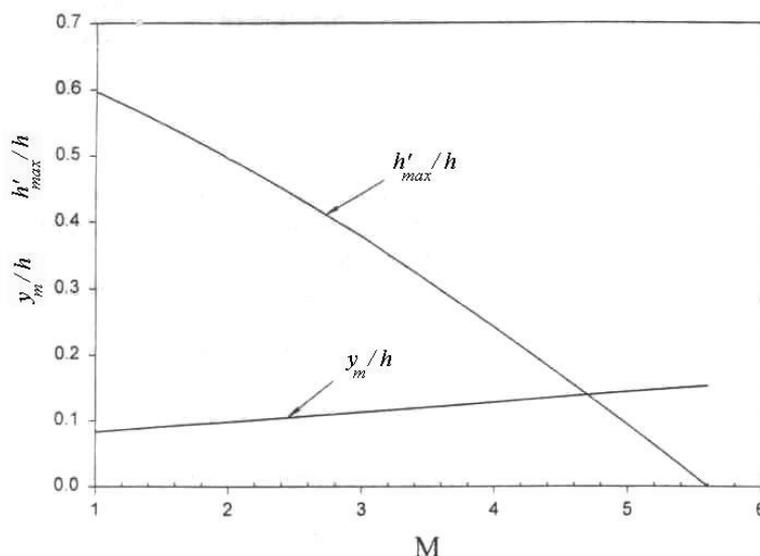


Figura 3.17 – Relação entre y_m/h e M . Relação entre h'_{max}/h e M . Fonte: CHIU; TUNG (2002).

CHIU (1991) também obteve através de tratamento matemático as seguintes expressões para os coeficientes das equações de energia e quantidade de movimento (α e β):

$$\alpha = \frac{(e^M - 1)^2 \cdot [e^M \cdot (M^3 - 3M^2 + 6M - 6) + 6]}{[e^M \cdot (M - 1) + 1]^3} \quad (3.100)$$

$$\beta = \frac{(e^M - 1) \cdot [e^M \cdot (M^2 - 2M + 2) - 2]}{[e^M \cdot (M - 1) + 1]^2} \quad (3.101)$$

Portanto, como α e β podem ser escritos como função exclusiva do parâmetro M , conclui-se que estes dois coeficientes também são constantes para uma dada seção transversal, de modo independente da vazão.

A variação de α e β com o parâmetro M são apresentados no gráfico da Figura 3.18.

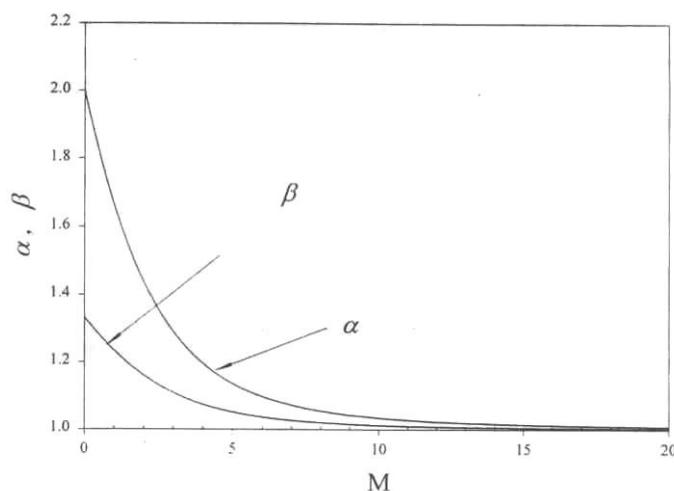


Figura 3.18 – Relação dos parâmetros α e β com o parâmetro M . Fonte: CHIU; TUNG (2002).

- Condição de entropia mínima: $M \rightarrow \infty$ e a velocidade do escoamento é igual a velocidade média para qualquer ponto, ou seja, $u(y) = U$ para qualquer y . Nesta condição, os valores de α e β tendem a ser unitários (vide Figura 3.18);
- Condição de entropia máxima: $M = 0$ e a distribuição de velocidades é uniforme, variando com a profundidade da seguinte forma: $u(y=0) = 0$ e $u(y=h) = 2 \cdot U$. Neste caso, $\alpha = 2$ e $\beta = 1,33$.

Segundo CHIU; TUNG (2002) os valores de α e β dados respectivamente pelas eqs.(3.100) e (3.101) ainda necessitam de uma comprovação experimental, já que foram obtidos exclusivamente através de modelos probabilísticos.

3.7. Comparação entre o enfoque determinístico e o probabilístico na determinação da distribuição de velocidades

Segundo CHIU (1991), na abordagem determinística, ainda hoje é aceito o uso de três equações para a completa descrição da distribuição de velocidades ao longo de uma vertical em um canal:

- Próximo ao fundo, dentro dos limites da subcamada laminar, utiliza-se em geral uma distribuição linear de velocidades;
- Entre a subcamada laminar e um dado limite abaixo da superfície livre da água utiliza-se a lei logarítmica de Prandtl-von Karman;
- Na região próxima à superfície livre da água utiliza-se uma lei de potência.

Das deduções feitas para o modelo logarítmico de distribuição de velocidades no escoamento turbulento, foi mostrado que rigorosamente este modelo só deveria ser aplicado na região acima da subcamada laminar (onde o escoamento é turbulento) e próxima ao fundo (onde é conhecida a relação entre o comprimento de mistura e a profundidade). Assim, é de se esperar que o modelo logarítmico não represente com precisão a distribuição de velocidades em toda profundidade. Além disso, do ponto de vista matemático, a função logarítmica que relaciona a velocidade com a profundidade não poderia atender ao princípio da aderência completa (velocidade nula para $y=0$), ou ainda, não poderia representar o escoamento próximo à superfície no caso da velocidade máxima ocorrer abaixo dela (CLASSE I), pois para este modelo a velocidade cresce monotonamente com a profundidade.

De acordo com SONG; YANG (1979) o uso das três equações para descrever o perfil de velocidades ao longo da profundidade, bem como a estimativa das fronteiras para uso de cada uma das equações, envolveria de sete a oito parâmetros.

O modelo de distribuição probabilística baseado no princípio da maximização da entropia, desenvolvido por CHIU (1988), descreve o perfil de velocidades ao longo de toda profundidade com o uso de uma única equação, atendendo ao princípio da aderência completa e sendo capaz de modelar a distribuição de velocidades inclusive para o caso da velocidade máxima ocorrer abaixo da superfície, graças ao sistema de coordenadas empregado nesta equação.

Além disso, o modelo probabilístico tem a vantagem de descrever a distribuição de velocidades não apenas na vertical, mas também na direção transversal, ou seja, são considerados todos os efeitos da seção transversal na distribuição de velocidades. Isto elimina a restrição de considerar-se um canal de grande largura para avaliação do perfil de velocidades ao longo de uma vertical como representativo de toda seção.

Outra vantagem do modelo probabilístico é que o número de parâmetros a ser definido para uso da equação é menor, conforme apresentado no item 3.6. A todo rigor, o conhecimento da velocidade média e máxima na seção, permite a definição do parâmetro M e, portanto, da distribuição de velocidades.

Contudo, é importante ressaltar que o modelo probabilístico ainda está em desenvolvimento, necessitando de maiores aplicações em campo para sua validação. Na maior parte da bibliografia, o modelo de Chiu foi validado apenas em rios de grande largura ou ensaios de laboratório para canais retangulares. MINEI (1999) ampliou esta pesquisa e confirmou o bom desempenho do modelo para canais naturais de variadas dimensões. Contudo, ainda segundo MINEI (1999), o parâmetro M , que, de acordo com Chiu, está relacionado com a seção transversal podendo ser utilizado como um “número de identidade” da seção, na verdade seria um parâmetro característico da turbulência do escoamento e, portanto, não teria uma relação propriamente com a seção.

Nos próximos capítulos deste trabalho ainda são exploradas outras aplicações do conceito de maximização da entropia, são elas: um modelo para descrever a concentração de sedimentos em suspensão (utilizando a distribuição de velocidades

proposta por Chiu), apresentado no capítulo 4; e um modelo para definição da seção transversal de um curso d'água, discutido no capítulo 7.

4. FUNDAMENTOS DO TRANSPORTE SÓLIDO EM CANAIS

4.1. Introdução

Conforme discutido no capítulo anterior, num escoamento passando através de um canal, a superfície separando a fronteira sólida da líquida (tanto o fundo, quanto as margens) está sujeita à ação da tensão de cisalhamento (τ_{yx}). Se este canal for um curso d'água composto por material erodível, existe a possibilidade de que os grãos que compõem o fundo e as margens sejam arrastados pelo escoamento. Esta movimentação do material do leito vai ocorrer se a tensão de arraste provocada pela ação do escoamento for maior do que uma determinada tensão crítica (τ_c), que caracteriza o início do transporte sólido.

Em outras palavras, o início do movimento de partículas num curso d'água ocorre quando os esforços hidrodinâmicos são maiores do que a resistência do material que compõe o leito (fundo e margens). Esta resistência depende de diversos fatores, como: dimensão e composição granulométrica; fatores ligados à forma dos sedimentos; e existência ou não de forças de coesão entre as partículas. Este último fator é dos mais importantes, tanto que define dois grupos de sedimentos: os não-coesivos, compostos por materiais comumente chamados de “soltos”, tais como areias, seixos e sedimentos mais graúdos; e os coesivos, compostos por sedimentos muito finos como siltes e argilas.

Para os sedimentos não-coesivos, a resistência dos grãos dá-se por efeito do peso submerso destas partículas, além de fatores como imbricamento (ligados à distribuição granulométrica e forma dos sedimentos). Os sedimentos coesivos resistem à ação do escoamento exclusivamente por efeito das forças de coesão entre as partículas, já que se tratam de sedimentos muito finos, cujo peso submerso é parcela insignificante para justificar a resistência à ação do escoamento em rios.

Além disso, é importante ressaltar que a condição para início do transporte sólido é extremamente difícil de ser estabelecida, devido à natureza probabilística do fenômeno

da turbulência, que é determinante para o esforço trativo do escoamento sobre as partículas.

O objetivo deste capítulo é descrever de maneira sucinta os princípios do transporte sólido em cursos d'água naturais, destacando as condições críticas para início do transporte de sedimentos, bem como algumas equações que permitam estimar a vazão sólida. Além disso, será realizada uma breve exposição sobre a origem dos sedimentos que compõe o escoamento fluvial e suas principais propriedades físicas, que são características determinantes para previsão do transporte sólido.

4.2. Origem e formação dos sedimentos

Todos os sedimentos transportados pelas correntes são provenientes do intemperismo. Por intemperismo entende-se formas ou processos pelos quais as rochas são decompostas.

O tamanho, composição mineral, densidade, textura da superfície e outras características dos sedimentos são dependentes da rocha a partir da qual foram formados.

Todos os processos de intemperismo dependem basicamente da presença de água e podem ser classificados em duas categorias: intemperismo químico e intemperismo físico.

O intemperismo ou decomposição química deve-se principalmente às precipitações que ocorrem sobre o solo da bacia hidrográfica. De acordo com LEOPOLD *et al* (1964) a água da chuva não é saturada com respeito a qualquer mineral. Conseqüentemente há uma tendência natural de reação desta água com os minerais presentes na superfície terrestre, a fim de obter um estado mais estável. A solubilidade dos minerais na água depende do tamanho das partículas e das características da própria água, que contém impurezas inorgânicas e gases atmosféricos dissolvidos capazes de controlar fatores como pH e condições de oxidação, afetando diretamente as reações químicas.

O intemperismo físico trata-se da desintegração das rochas sãs através da ação de agentes mecânicos, tais como: esfoliações por mudanças bruscas de temperatura; expansões devido a mudanças químicas; crescimento de cristais de gelo; e atividades orgânicas como ação de animais “cavadores” e desenvolvimento de raízes de árvores capazes de fragmentar rochas. Os resíduos resultantes desta categoria são fragmentos das rochas originais, ou seja, não há formação de novas substâncias através da reagrupação de minerais constituintes das rochas, como no caso da ação química. Segundo LEOPOLD *et al* (1964), exceto em regiões frias (onde a expansão de cristais de gelo é significativa), os efeitos do intemperismo químico são maiores do que os efeitos do intemperismo físico.

Os resíduos (sedimentos) resultantes das rochas decompostas (decorrentes de qualquer um dos mecanismos de intemperismo supracitados) é que estão sujeitos ao transporte por ação de agentes como a água, o vento e a própria gravidade. Neste trabalho o foco é voltado para o transporte destes sedimentos através dos cursos d’água.

4.3. Transporte fluvial de sedimentos

“Entende-se por sedimento todas as partículas de solo ou rocha de uma bacia hidrográfica que são arrastadas ou transportadas por uma corrente de água” (MAZA; GARCÍA, 1995).

Segundo CHRISTOFOLETTI (1981), apenas uma pequena parcela da energia do rio é gasta com transporte de sedimentos. Cerca de 95% da energia do escoamento é consumida através de turbulência interna e fricção no perímetro molhado (fundo e margens do rio). Ainda segundo o autor, a parcela mais importante dos sedimentos de um rio é proveniente dos mecanismos de intemperização da bacia hidrográfica. Por isso, pode-se afirmar que o transporte sólido é basicamente governado pela quantidade e distribuição de precipitações, assim como pela estrutura geológica, cobertura vegetal e condições topográficas da bacia. As outras fontes de material transportado pelas correntes de água são: no caso de regiões montanhosas, o material que se acumula no

pé das montanhas; e o material proveniente da intemperização do leito do próprio curso d'água.

Segundo MAZA; GARCÍA (1995), no transporte fluvial, de acordo com a procedência e comportamento ao ser transportado pela corrente, distinguem-se duas categorias: carga de fundo e carga de lavagem.

4.3.1.1 Carga de fundo

A carga de fundo, como diz o próprio nome, corresponde ao material sólido que compõe o fundo dos cursos d'água, e que pode ser transportado pela corrente através de três tipos de movimento:

- Rolamento e/ou deslizamento;
- Saltitação;
- Suspensão.

Quando a tensão de arraste provocada pela ação do escoamento junto ao fundo excede o valor crítico de início de movimento, as partículas sólidas que formam o canal começam a rolar ou deslizar (ou ambos) em contato contínuo com o leito. Aumentando-se a tensão de arraste, algumas partículas começam a se movimentar através de saltos mais ou menos regulares sobre o leito. Com aumento ainda maior na tensão de arraste, as forças ascendentes provocadas pela turbulência da corrente tornam-se comparáveis ou maiores do que o peso submerso de algumas partículas, que podem ser transportadas em suspensão.

O transporte sólido por rolamento, deslizamento ou saltitação é denominado transporte pela “capa” ou camada de fundo¹, pelo fato de ocorrer numa região próxima (imediatamente acima) do fundo do canal. Já o transporte do fundo em suspensão é

¹ Ou simplesmente transporte de fundo. Neste texto optou-se por denominar de transporte pela “capa” de fundo, para diferenciá-lo claramente do transporte de fundo em suspensão.

formado pelo material do fundo do rio que, devido à turbulência e velocidade do fluxo, é transportado acima da “capa” de fundo. Nos escoamentos em rios ocorre um intercâmbio contínuo entre as partículas que são transportadas em suspensão e pela “capa” de fundo.

Embora na natureza não exista uma clara divisão entre o transporte pela “capa” de fundo e transporte de fundo em suspensão, é interessante diferenciá-los, definindo uma camada (ou “capa”) que divida as duas modalidades de transporte, a fim de possibilitar o desenvolvimento de representações matemáticas distintas para cada uma delas.

Para H. A. Einstein, que introduziu o conceito de “capa” de fundo, esta camada ocorre numa região imediatamente acima do fundo do canal com espessura da ordem de duas vezes o diâmetro da partícula considerada. Desta forma, num curso d’água natural podem ocorrer tantas “capas” quantos forem os diâmetros de partículas consideradas no fundo do rio. Outros autores definem a espessura da “capa” de fundo de maneiras diferentes, conforme pode ser constatado mais adiante neste mesmo capítulo na apresentação dos métodos para quantificação do transporte sólido.

4.3.1.2 Carga de Lavagem

A carga de lavagem é composta por partículas muito finas, tais como siltes e argilas, que são transportadas pelo escoamento em suspensão com a mesma velocidade da corrente e que não se encontram representadas no material de fundo. Segundo MAZA; GARCÍA (1995), quando não se conhecem as características do material do fundo, por convenção, determina-se que a carga de lavagem corresponde aos materiais com diâmetro inferior a 0,062mm. Ainda segundo estes autores, a carga de lavagem é representada por todo material que chega a um dado trecho proveniente da erosão do solo da bacia hidrográfica devido à ação das chuvas, ou de erosões das margens dos trechos de montante.

Portanto, num escoamento em um curso d’água, o material sólido transportado em suspensão pode ter duas fontes: a carga de fundo e a carga de lavagem.

Do ponto de vista hidráulico, a principal diferença entre estas duas categorias é que a quantidade de transporte correspondente à carga de fundo (seja transportada pela “capa” ou em suspensão) depende basicamente das características hidráulicas da corrente e da composição granulométrica e propriedades físicas do material de fundo. Já a quantidade correspondente à carga de lavagem (transportada em suspensão) é, em geral, independente das características hidráulicas da corrente, sendo que um rio é, via de regra, capaz de transportar todo material fino proveniente da bacia. Em outras palavras, a parcela de transporte correspondente à carga de lavagem num dado trecho de rio depende principalmente da demanda de material sólido vindo de montante e do próprio trecho, proveniente da bacia hidrográfica. Esta demanda está vinculada a características da bacia, tais como: a cobertura vegetal (uma bacia desprotegida de vegetação tem um afluxo de sedimentos muito maior para os cursos d’água), tipo de solo, tipo de relevo, uso e ocupação do solo, entre outras.

4.3.1.3 Simbologia adotada para identificar os tipos de transporte sólido

A vazão sólida pode ser expressa em unidades de peso (G_S) ou de volume (Q_S), sendo que a relação entre estas duas formas é dada por:

$$G_S = \gamma_s \cdot Q_S \quad (4.102)$$

Na qual:

- G_S : vazão sólida em peso (kgf/s ou N/s);
- Q_S : vazão sólida em volume (m³/s);
- γ_s : peso específico do material sólido transportado (kgf/m³ ou N/m³).

Quando se expressa a vazão sólida em termos de volume, não se consideram os vazios entre as partículas sólidas. Portanto, o volume total transportado pelo escoamento num

dado intervalo de tempo (expresso através da relação $Q_S \cdot \Delta t$) não representa o volume real que este material ocuparia caso viesse a depositar-se em algum ponto.

É comum também as equações de transporte de sedimentos utilizarem a vazão sólida por unidade de largura do canal, ou seja, a vazão sólida específica, representada pela sigla g_S para vazão em peso e q_S para vazão em volume.

Assim, com base no que foi exposto até aqui a respeito dos princípios do transporte fluvial de sedimentos, em termos da vazão sólida específica em peso (g_S), é possível escrever as seguintes relações:

$$g_{SB} = g_{SBC} + g_{SBS} \quad (4.103)$$

$$g_{SS} = g_{SBS} + g_{SL} \quad (4.104)$$

$$g_{ST} = g_{SBC} + g_{SS} = g_{SB} + g_{SL} \quad (4.105)$$

Nas quais:

- g_{SBC} : transporte sólido pela “capa” de fundo;
- g_{SBS} : transporte sólido de fundo em suspensão;
- g_{SB} : carga de fundo ou transporte sólido de fundo total;
- g_{SL} : carga de lavagem;
- g_{SS} : transporte sólido em suspensão;
- g_{ST} : transporte sólido total;

O transporte sólido em suspensão (g_{SS}) é a soma da parcela da carga de fundo transportada em suspensão (g_{SBS}) com a carga de lavagem (g_{SL}). A distribuição da concentração de partículas na vertical para uma dada seção de um canal é tanto mais uniforme quanto mais fino é o material ou maior a turbulência do escoamento. Quando a turbulência é menor ou o material de granulometria maior, encontra-se pouco material em suspensão junto à superfície e concentrações maiores próximas ao fundo. Por esse motivo, em geral, a carga de lavagem é considerada como distribuída uniformemente em toda seção do canal, ao passo que o material de fundo transportado em suspensão tem concentração que varia com a profundidade (diminui em direção à superfície).

4.3.1.4 Características do transporte sólido em rios

Mais uma vez é importante ressaltar que o transporte total do material de fundo (g_{SB}) depende das características hidráulicas do escoamento, que, simplificada, podem ser expressas pela capacidade ou não da tensão de arraste devido à ação do escoamento ser maior do que a máxima tensão que o material de fundo é capaz de suportar (tensão crítica). Já o transporte da carga de lavagem independe destas características, sendo que, em geral, é limitado apenas pela disponibilidade de fornecimento de material pela bacia hidrográfica, uma vez que se trata de material muito fino e que, portanto, pode ser facilmente carregado pela corrente.

Comparando os diferentes tipos de cargas transportadas pelos rios, pode-se dizer que:

- O transporte sólido pela “capa” de fundo é, em geral, menor do que 10% do transporte em suspensão. A Tabela 4.1 mostra esta relação para algumas bacias hidrográficas;

Tabela 4.1 – Contribuição proporcional do transporte pela “capa” de fundo e em suspensão para a carga total de sedimentos (GREGORY; WALLING, 1973). Fonte: CHRISTOFOLETTI (1981).

Rio	% da carga total de sedimentos	
	"Capa" de fundo (g_{SBC})	Em suspensão (g_{SS})
Niger Superior, Baro	6.5	93.5
Baixo Niger, Shintaku	5	95
Benue, Yola	6	94
Rios Montanhosos dos Alpes	70	30
Rios da Ásia Central:		
a) das montanhas	15-23	77-85
b) dos planaltos	5-15	85-95
c) das baixadas	1-3	97-99
Volga, URSS	0,3-2,0	98-99,7
Mississipi, Estados Unidos	0,3-10,0	90-99,7
Tyne, Bywell, Inglaterra	13	87

- Segundo CHRISTOFOLETTI (1981), quanto ao transporte sólido total, pode-se dizer que 50% ou mais da carga sedimentar é transportada durante as cheias, ou seja, por fluxos que ocorrem poucas vezes ao ano. As grandes cheias, com períodos de retorno de 50 ou 100 anos, têm capacidade de transporte de sedimentos muito grande, mas devido à sua baixa recorrência acabam por ter parcela pouco significativa na contribuição média de sedimentos anual, sendo que as cheias menores e mais frequentes são responsáveis pela maior parte desta média.

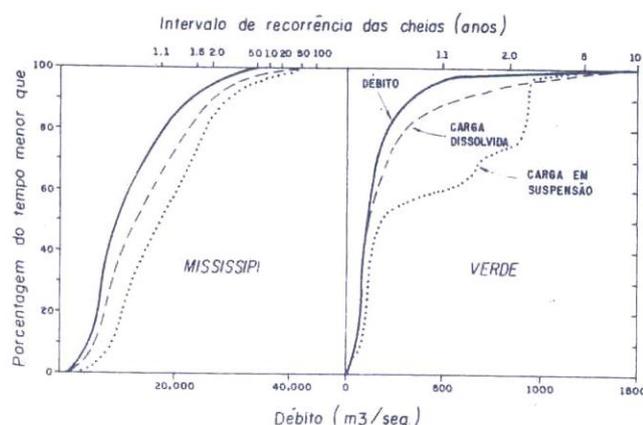


Figura 4.1 – Frequências acumulativas do transporte de sedimentos pelas variadas magnitudes de fluxo, para os rios Mississipi e Verde (Green). Fonte: CHRISTOFOLETTI (1981).

4.4. Principais propriedades dos sedimentos

Antes de quantificar o transporte sólido fluvial é necessário comentar sobre as principais propriedades dos sedimentos que compõe o leito.

Estas propriedades servem para caracterizar o material sólido que está sob ação do escoamento e são amplamente utilizadas nas equações de transporte de sedimentos, assim como nas demais equações de estabilidade de um curso d'água.

De acordo com GARDE; RANGA RAJU (1978) para avaliar o escoamento em canais escoando sobre leitos aluvionares é necessário conhecer não apenas as propriedades das partículas sólidas atuando em conjunto, mas também as características das partículas individualmente. Assim, é possível definir dois conjuntos principais de propriedades: as individuais e as de conjunto.

Quanto às propriedades individuais, as de maior interesse para engenharia fluvial são: dimensão do sedimento, forma da partícula, velocidade de queda (ou sedimentação) e peso específico do grão.

Quanto às propriedades dos sedimentos em conjunto, as de maior interesse são: distribuição granulométrica, porosidade e ângulo de repouso.

4.4.1. Propriedades Individuais dos Sedimentos

4.4.1.1 Dimensão do Sedimento

A dimensão geométrica dos sedimentos é a propriedade individual mais importante para o estudo da hidráulica fluvial, pois ajuda a definir fatores importantes como a rugosidade do leito e a mobilidade do material.

Como os sedimentos em rios têm formas muito variadas (desde arredondados até achatados), existem diversas maneiras de definir a dimensão característica destas partículas. Segundo RAMOS (1984), há três tipos de diâmetros que são recomendados pelo *Subcommittee on Sediment Terminology of the American Geophysical Union* (*SST – AGU*) para representar a dimensão geométrica de uma partícula:

- Diâmetro de peneiração: dimensão da menor malha que deixa passar a partícula sólida. Este critério é utilizado para definir a dimensão de sedimentos mais graúdos, como pedras e areias;
- Diâmetro de sedimentação: diâmetro da esfera de igual densidade e que sedimenta com a mesma velocidade que uma dada partícula sólida, sob as condições de estarem ambas imersas num mesmo fluido à mesma temperatura. Este critério é utilizado para definir a dimensão de sedimentos mais finos como siltes e argilas;
- Diâmetro nominal: diâmetro da esfera de mesmo volume que a partícula sólida. Este critério é muito utilizado no estudo de deposição de sedimentos.

A Tabela 4.2 apresenta a classificação dos sedimentos de acordo com a dimensão, proposta pela *SST – AGU*.

Tabela 4.2 – Classificação dos sedimentos através da dimensão de acordo com o Subcommittee on Sediment Terminology of the American Geophysical Union. Fonte: RAMOS (1984).

NOMENCLATURA		INTERVALO (mm)
ARGILA	Muito Fina	0,00024 - 0,00050
	Fina	0,0005 - 0,001
	Média	0,001 - 0,002
	Grossa	0,002 - 0,004
SILTE	Muito Fino	0,004 - 0,008
	Fino	0,008 - 0,016
	Médio	0,016 - 0,031
	Grosso	0,031 - 0,062
AREIA	Muito Fina	0,062 - 0,125
	Fina	0,125 - 0,250
	Média	0,25 - 0,50
	Grossa	0,50 - 1,00
	Muito Grossa	1,00 - 2,00
SEIXOS	Muito Fino	2,0 - 4,0
	Fino	4,0 - 8,0
	Médio	8,0 - 16,0
	Grosso	16,0 - 32,0
	Muito Grosso	32,0 - 64,0

4.4.1.2 Forma do Sedimento

A forma do sedimento é uma propriedade que tem influência importante na movimentação do material do leito e em outras características individuais e em conjunto dos sedimentos, tais como a velocidade de queda e a porosidade.

Da mesma forma que a dimensão, existem diversos critérios para definir a forma de um sedimento, sendo que o mais comum na área de transporte sólido é o fator de forma (SF), dado pela seguinte expressão:

$$SF = \frac{c}{\sqrt{a \cdot b}} \quad (4.106)$$

Na qual:

- a, b, c : dimensões da partícula medidas segundo uma base ortogonal, sendo que c é a menor dimensão.

Dados de laboratório tem mostrado que para areias naturais $SF \approx 0,7$.

4.4.1.3 Velocidade de Sedimentação (ω_s)

Através da generalização da Lei de Stokes é possível descrever uma relação analítica para a velocidade de queda, que, no entanto, tem validade restrita para pequenos números de Reynolds. Para valores elevados de Re pode-se utilizar o método gráfico proposto pelo *US Interagency Committee on Water Resources (ICWR)*, em 1957. Neste gráfico, apresentado na Figura 4.2, a velocidade de queda é relacionada ao diâmetro nominal das partículas, ao fator de forma e à temperatura do fluido.

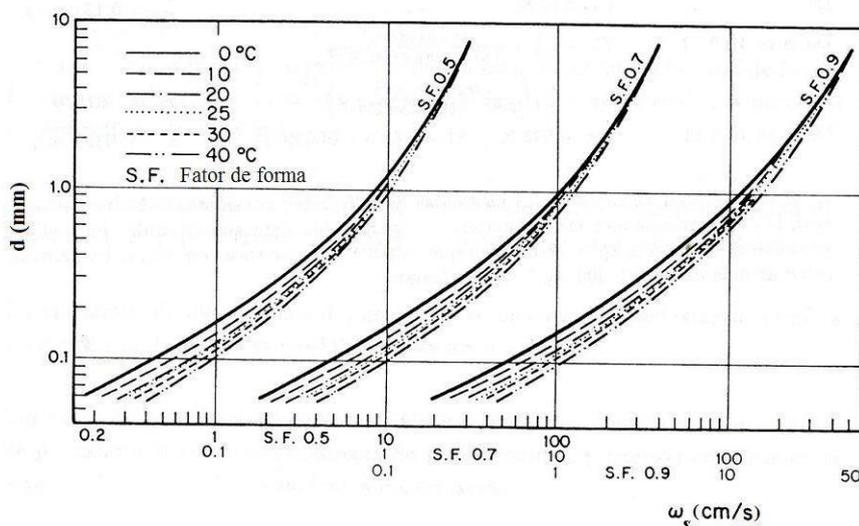


Figura 4.2 – Relação entre a velocidade de queda e o diâmetro nominal, o fator de forma e a temperatura do fluido – ICWR (1957). Fonte: MAZA; GARCÍA (1995).

É possível calcular também a velocidade de sedimentação de uma partícula de um dado diâmetro d através da equação proposta por Rubey:

$$\omega_s = \left(\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 \cdot \gamma \cdot v^2}{g \cdot \Delta\gamma_s \cdot d^3}} - \sqrt{\frac{36 \cdot \gamma \cdot v^2}{g \cdot \Delta\gamma_s \cdot d^3}} \right) \cdot \sqrt{\frac{g \cdot \Delta\gamma_s \cdot d}{\gamma}} \quad (4.107)$$

4.4.1.4 Peso específico do sedimento (γ_s)

O peso específico do sedimento depende de sua composição mineralógica. Entretanto, estudos têm mostrado que o peso específico das areias dos cursos d'água naturais varia muito pouco, tendo seu valor entre 2.600 e 2.700 kgf/m³. Para fins práticos, costuma-se adotar um valor médio de $\gamma_s=2.650$ kgf/m³.

4.4.2. Propriedades dos sedimentos em conjunto

4.4.2.1 Distribuição granulométrica

A distribuição granulométrica do material sólido que compõe o leito afeta importantes características dos cursos d'água, tais como: a resistência ao escoamento e o transporte sólido.

Nos cursos d'água naturais, o material sólido do leito possui, em geral, uma composição granulométrica bem graduada, ou seja, o leito é composto por sedimentos de diversos tamanhos diferentes. Os canais com material sólido do leito mal graduado (ou uniforme), ou seja, com predominância de partículas de um certo tamanho, são usuais apenas nos canais artificiais de laboratório, para os quais a composição do material do leito pode ser controlada.

O meio mais comum de representar a composição granulométrica de uma amostra de solo é através de uma curva de distribuição acumulada de tamanhos. Nesta curva, na abscissa são dispostos os tamanhos das partículas (representados pelos diâmetros) e na ordenada, a porcentagem de materiais na amostra com tamanho inferior ao correspondente valor da abscissa. A Figura 4.3 apresenta uma curva de distribuição granulométrica típica.

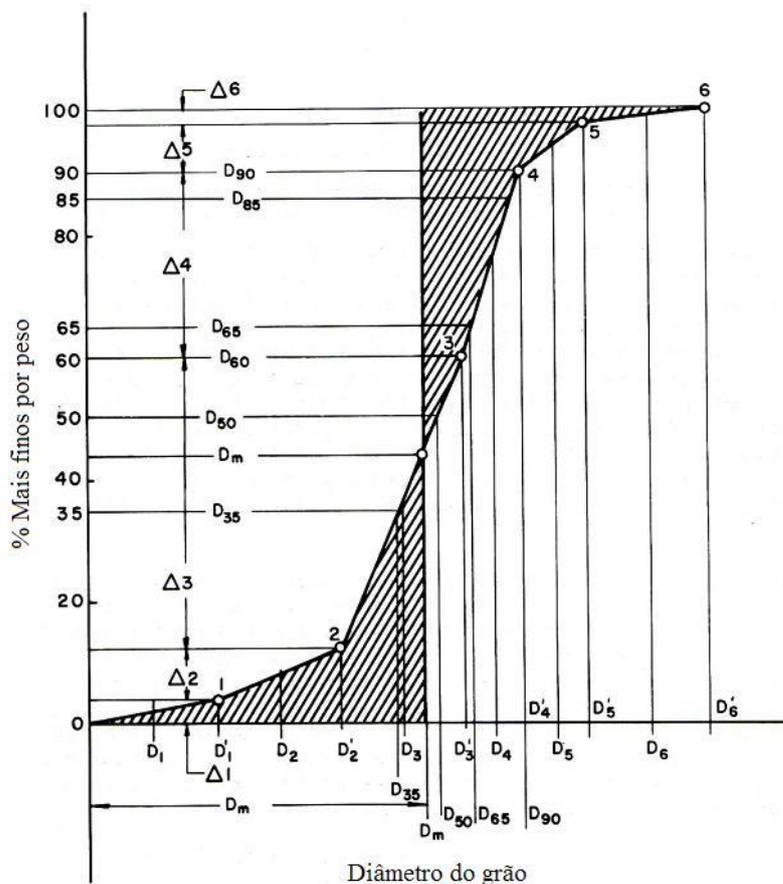


Figura 4.3 – Exemplo de curva de distribuição granulométrica. Fonte: SIMONS; SENTÜRK (1976).

A notação utilizada para representar a composição granulométrica do solo é através de um algarismo subscrito ao lado da letra “*d*”. Assim, por exemplo, o valor associado a d_{35} significa que no referido solo 35% do material tem diâmetro inferior a este valor.

O parâmetro de posição mais importante de uma distribuição granulométrica é o diâmetro médio, que pode ser calculado como:

$$d_m = \frac{1}{100} \cdot \sum_{i=1}^N p_i \cdot d_i \quad (4.108)$$

Na qual:

- p_i é uma fração da amostra expressa em porcentagem (um intervalo qualquer escolhido na ordenada do gráfico da Figura 4.3). Quanto menor for o intervalo p_i maior será a precisão no cálculo do diâmetro médio;
- d_i é a média aritmética entre os valores do maior e menor diâmetro, representados no intervalo p_i ;
- N é o número de frações em que se divide a amostra.

O ponto referente ao diâmetro médio, calculado através da eq.(4.108), define no gráfico duas regiões de áreas equivalentes, que aparecem hachuradas na Figura 4.3.

Para definir a homogeneidade de uma amostra de solo existem diversos parâmetros de dispersão que podem ser utilizados. Um deles é o desvio-padrão geométrico (σ_g), que admite que a composição granulométrica pode ser aproximada por uma distribuição acumulada normal (gaussiana), ou seja, definindo um trecho que pode ser aproximado por uma linha reta (no papel de probabilidade normal) entre os diâmetros $d_{84,1}$ e $d_{15,9}$ (equidistantes do denominado diâmetro médio geométrico). Desta forma, o parâmetro é calculado como:

$$\sigma_g = \sqrt{\frac{d_{84,1}}{d_{15,9}}} \quad (4.109)$$

Caso a distribuição granulométrica forme uma curva “S” bem caracterizada, é possível aproximar o diâmetro médio geométrico do diâmetro d_{50} e, assim, o desvio-padrão geométrico pode ser calculado como:

$$\sigma_g = \frac{d_{84,1}}{d_{50}} = \frac{d_{50}}{d_{15,9}} \quad (4.110)$$

GESSLER (1971) *apud* MAZA; GARCÍA (1995) define como mal graduada ou uniforme uma amostra com $\sigma_g < 3$. Para σ_g acima deste valor, a amostra é considerada bem graduada ou de granulometria estendida.

Definida a representação gráfica de uma amostra de material sólido, bem como seus parâmetros de posição e dispersão, o próximo passo é definir qual o diâmetro característico ideal para representar toda a composição do leito no que diz respeito a uma dada propriedade do escoamento. Por exemplo, conforme visto no item 3.5.4, a definição da rugosidade do grão é feita através do uso de um diâmetro característico, que varia de autor para autor. Para definir esta rugosidade, Strickler em 1923 sugere o uso do d_{50} , ao passo que MEYER-PETER; MÜLLER (1948) indicam d_{90} e EINSTEIN (1950) indica d_{65} .

Entretanto, no que diz respeito à mobilidade do material sólido do fundo, MEYER-PETER; MÜLLER (1948) recomendam o uso do d_m , enquanto EINSTEIN (1950) recomenda d_{35} .

Os exemplos acima mencionados mostram que para cada propriedade de interesse do escoamento, diferentes diâmetros característicos podem ser definidos. Além disso, fica claro que mesmo para uma dada propriedade, não existe consenso entre os autores sobre qual diâmetro é o ideal. Na verdade, não existe um único valor de diâmetro que seja ideal para uma determinada propriedade, pois cada tipo de solo (devido à sua composição granulométrica e demais características peculiares) possui comportamento diferenciado sob ação do escoamento. Seguindo este princípio, GESSLER (1971) *apud* MAZA; GARCÍA (1995) e, posteriormente, MAZA; GARCÍA (1986) definem o diâmetro característico para a condição de início de transporte sólido de acordo com a distribuição granulométrica do material do leito, como pode ser visto nos itens 4.8.4 e 4.8.5.

De qualquer modo, todos os métodos propostos para definição de uma determinada propriedade do escoamento indicam qual diâmetro característico deve ser utilizado em suas expressões. Caso sejam respeitadas as restrições de aplicação de cada método, aumentam-se as chances de obter-se bons resultados práticos.

4.4.2.2 Porosidade (η)

A porosidade é definida como a razão entre o volume de vazios e o volume total efetivamente ocupado pelo material sedimentado (que corresponde ao volume do material sólido somado ao volume de vazios). É geralmente expresso em porcentagem e definido através da equação:

$$\eta = \frac{V_{ol,vazios}}{V_{ol,vazios} + V_{ol,s}} \quad (4.111)$$

Na qual:

- $V_{ol,vazios}$: volume de vazios;
- $V_{ol,s}$: volume correspondente ao material sólido (peso seco da amostra dividido pelo peso específico do sedimento).

A Tabela 4.3 permite estimar o valor da porosidade para alguns tipos de materiais sólidos.

Tabela 4.3 – Valor de porosidade (η). Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).

Material	η
Areia Grossa	0,39 a 0,41
Areia média	0,41 a 0,48
Areia Fina	0,44 a 0,49
Areia-Argilosa	0,50 a 0,54

Alternativamente, existe uma relação proposta por KOMURA (1961) *apud* GARDE; RANGA RAJU (1978) que permite estimar a porosidade, relacionando-a com o diâmetro do material:

$$\eta = 0,245 + 0,14 \cdot d_{50}^{-0,21} \quad (4.112)$$

Para d_{50} em milímetros. A eq.(4.112) foi deduzida para a seguinte faixa: $0,0004\text{mm} < d_{50} < 80\text{mm}$

4.4.2.3 Ângulo de Repouso do Sedimento (ϕ)

Também chamado de ângulo de atrito interno, esta é uma importante característica do material sólido, que é amplamente utilizada nos estudos de início de transporte sólido, estabilidade, proteção de margens, entre outros problemas em Hidráulica Fluvial.

LANE (1947) *apud* LENCASTRE (1983) apresenta um método gráfico (Figura 4.4) para determinação do ângulo de repouso em função do diâmetro médio do sedimento e de sua forma.

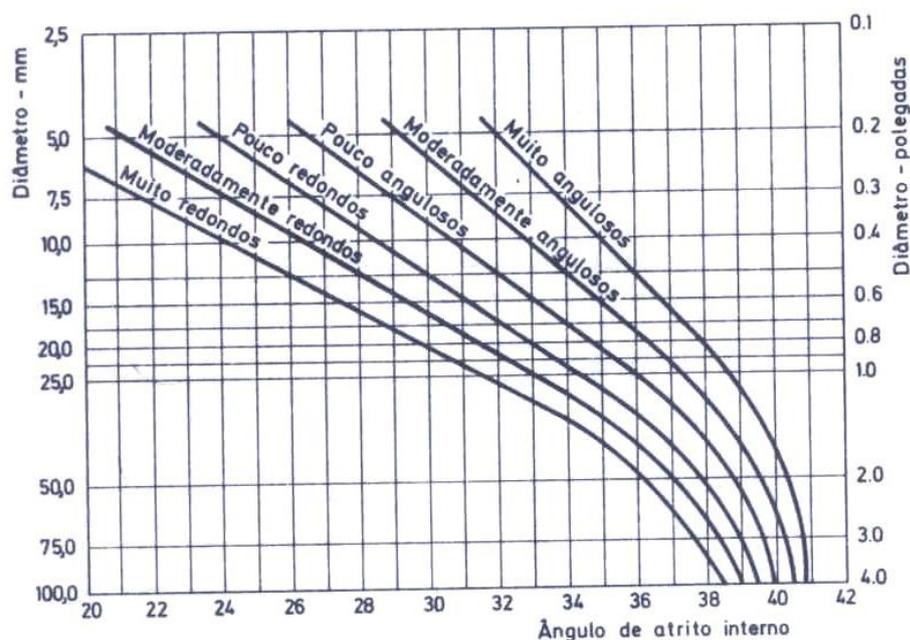


Figura 4.4 – Determinação do ângulo de repouso, segundo LANE (1947). Fonte: LENCASTRE (1983).

Alternativamente a Tabela 4.4 fornece valores de ângulo de repouso em função do diâmetro, tipo e forma do material.

Tabela 4.4 – Ângulo de Repouso em função do diâmetro médio e tipo de material.
Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).

<i>d</i> (mm)	Ângulo de Repouso ϕ (°)		
	Rocha Fraturada	Muito Angular	Muito Arredondada
0,254	32,0	31,4	29,2
1,270	34,5	32,9	29,5
2,540	36,6	33,8	29,9
12,70	40,0	37,5	32,5
25,40	40,8	39,1	34,8
127,0	42,0	41,2	38,3
254,0	42,2	41,5	39,2

4.5. Adimensionais do escoamento bifásico

4.5.1. Parâmetros Característicos

A utilização de adimensionais para caracterizar um fenômeno físico, especialmente aqueles que envolvem um grande número de variáveis, é uma ferramenta de grande utilidade, pois “propicia uma melhor compreensão dos fatores que intervêm num determinado fenômeno através de uma formulação mais compacta e racional” (RAMOS, 1984).

Um fenômeno físico qualquer pode ser descrito a partir de uma série de grandezas independentes, que são necessárias e suficientes para defini-lo completamente. Para determinar estas grandezas independentes, ou, como também são chamados, parâmetros característicos, no caso de um escoamento bifásico, deve-se inicialmente avaliar os componentes envolvidos no fenômeno, que são:

- Fluido;
- Sedimento (admitido nesta análise como material granular não coesivo);
- Escoamento.

O fluido é caracterizado através de sua massa específica (ρ) e de sua viscosidade dinâmica (μ).

O sedimento é bem caracterizado através de sua massa específica (ρ_s) e de seu tamanho, definido através de um diâmetro característico (d). Além disso, poderia considerar-se a forma do grão, mas de acordo com YALIN (1977) as propriedades geométricas dos grãos não podem ser definidas adequadamente através de um número finito de grandezas, e, portanto, um parâmetro característico da forma do sedimento deve ser omitido da análise. Contudo, é importante ressaltar que esta omissão do parâmetro de forma traz como conseqüência que as relações desenvolvidas sejam aplicáveis a um tipo específico de forma dos grãos, sendo que os resultados não podem ser generalizados.

O escoamento bidimensional em canais com regime permanente e uniforme é caracterizado através da profundidade do escoamento (h), declividade do fundo (i) e aceleração da gravidade (g).

Portanto, são sete as grandezas independentes que definem o escoamento bifásico em regime permanente e uniforme, ou seja: ρ , μ , ρ_s , d , h , i e g .

Para as definições dos adimensionais é conveniente substituir as grandezas “ i ” e “ g ” por outras duas que são combinações destes próprios parâmetros com outros listados.

Assim:

$$v_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{\frac{\gamma \cdot h \cdot i}{\rho}} = \sqrt{g \cdot h \cdot i} \quad (4.113)$$

$$\Delta\gamma_s = g \cdot (\rho_s - \rho) \quad (4.114)$$

Na equação da velocidade crítica (v_*), note que foi utilizada diretamente a profundidade do escoamento (h) no lugar do raio hidráulico (R_h). Conforme explicado no capítulo anterior, esta simplificação só conduz a resultados satisfatórios para canais de grande largura.

Portanto, a lista de grandezas independentes passa a ser: ρ , μ , ρ_s , d , h , v^* e $\Delta\gamma_s$.

4.5.2. Definição dos Adimensionais

Definidas as grandezas independentes do escoamento bifásico, através da aplicação do teorema π de Buckingham é possível escrever um conjunto de quatro adimensionais para caracterizar o fenômeno, tomando como base as seguintes grandezas: ρ , d e v^* . São eles:

$$\pi_1 = Re_* = \frac{v^* \cdot d}{\nu} \quad (4.115)$$

$$\pi_2 = \tau_* = \frac{\rho \cdot v_*^2}{\Delta\gamma_s \cdot d} \quad (4.116)$$

$$\pi_3 = h_* = \frac{h}{d} \quad (4.117)$$

$$\pi_4 = w = \frac{\rho_s}{\rho} \quad (4.118)$$

O adimensional Re_* é conhecido como número de Reynolds do grão (ou do sedimento) e reflete a influência da viscosidade no movimento relativo do grão em relação ao fluido.

O adimensional τ_* é chamado de parâmetro de Shields e caracteriza a relação entre a magnitude da força dinâmica exercida pelo fluido sobre o grão e o peso do grão. Este adimensional caracteriza a mobilidade do sedimento, ou seja, quanto maior seu valor, maior a tendência de movimentação dos sedimentos.

O adimensional h_* reflete a influência da profundidade h no escoamento bifásico. Já o adimensional w caracteriza a influência da massa específica no movimento dos sedimentos. Contudo, este último adimensional, tem maior importância no estudo dos

movimentos individuais de partículas, podendo ser negligenciado nos estudos de movimentos em massa, como é o caso do transporte de sedimentos.

Outro adimensional de grande interesse pode ser determinado através da escolha de outras grandezas independentes como base para aplicação do teorema π de Buckingham. São elas: ρ , $\Delta\gamma_s$ e d . Através da aplicação direta do teorema é possível obter adimensionais dependentes que envolvem grandezas de interesse ao fenômeno. No caso, a grandeza de interesse é a vazão sólida “ q_s ”. Assim:

$$\pi_{q_s} = \rho^{1/2} \cdot \Delta\gamma_s^{-1/2} \cdot d^{-3/2} \cdot q_s$$

Ou ainda, para a vazão sólida específica em peso:

$$\pi_{q_s} = \Phi_E = \frac{g_s}{\gamma_s \cdot d} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\Delta\gamma_s \cdot d}} \quad (4.119)$$

Este adimensional é conhecido como parâmetro de transporte sólido de Einstein.

4.6. Configurações de Fundo

4.6.1. Tipos de Configurações de Fundo

Num escoamento em canal composto por material aluvionar, quando a tensão de arraste provocada pelo escoamento excede a tensão crítica, as partículas depositadas no leito começam a se movimentar, provocando alterações na forma plana inicial.

De acordo com as características do escoamento, do fluido e dos sedimentos que compõe o canal, tanto o leito quanto a superfície líquida do escoamento podem assumir diversas formas diferentes. Conhecer estas formas é importante, pois afetam fatores como distribuição de velocidades, resistência ao escoamento e transporte sólido nos cursos d'água.

As diferentes conformações do leito foram observadas em canais naturais e convenientemente agrupadas em classes, listadas a seguir a partir do estado de repouso do fundo do canal, e por sucessão de ocorrências, de acordo com o aumento da velocidade do escoamento.

- Leito Plano (sem movimentação de sedimentos): ocorre enquanto a tensão de arraste devido à ação do escoamento é incapaz de provocar a condição de início de movimento e o fundo do canal permanece em repouso;
- Rugas: são pequenas deformações que ocorrem no leito em virtude do início da movimentação dos sedimentos. Segundo RAMOS (1984), um corte longitudinal num leito com rugas mostraria uma formação semelhante a dentes de serra, sendo que o talude de montante das rugas é bastante abatido, enquanto o talude de jusante é mais inclinado (próximo do ângulo de repouso do material do leito). De acordo com SIMONS; SENTÜRK (1976), o comprimento de onda das rugas é menor do que 30 cm, enquanto a altura não passa de 5 cm. RAMOS (1984) comenta também que se o material do leito for fino as rugas formam-se logo após o início da movimentação do material, ao passo que os leitos com material de diâmetro superior a 1,0 mm não produzem este tipo de formação (o leito permanece plano por mais tempo, passando diretamente à formação de dunas);
- Dunas: são formações periódicas do leito de aspecto semelhante às rugas (perfil longitudinal triangular com talude de jusante bem abatido e de montante próximo ao ângulo de repouso do material do leito), só que com dimensões bem maiores. SIMONS; SENTÜRK (1976) comentam que o perfil longitudinal das dunas está fora de fase com o perfil da superfície do escoamento (conforme esquema indicado na Figura 4.5 C). Segundo RAMOS (1984), se o material do leito for relativamente fino pode ocorrer formação de rugas no dorso das dunas;
- Transição: o regime de transição caracteriza-se pela remoção das dunas de acordo com o aumento da velocidade do escoamento. No caso do leito possuir material de granulometria relativamente fina, o leito pode assumir a forma plana. Este estágio

de conformação de fundo ocorre próximo ao regime crítico, com valores de número de Froude em torno de 0,8.

- Antidunas: são ondulações que ocorrem no fundo do canal quando o escoamento atinge o regime supercrítico (ou torrencial). De acordo com RAMOS (1984), as antidunas têm forma que se aproxima da sinuzoidal em fase com as ondas da superfície livre, sendo que estas últimas geralmente são de maior amplitude. Nos estágios mais avançados deste regime podem ocorrer instabilidades nas ondas formadas na superfície (conforme esquema indicado na Figura 4.5 G).

Para os estágios mais avançados do escoamento podem ocorrer formações de regimes rápidos e lentos ligados por ressaltos hidráulicos. A Figura 4.5 ilustra as diferentes conformações de fundo e as respectivas formas da superfície livre do escoamento.

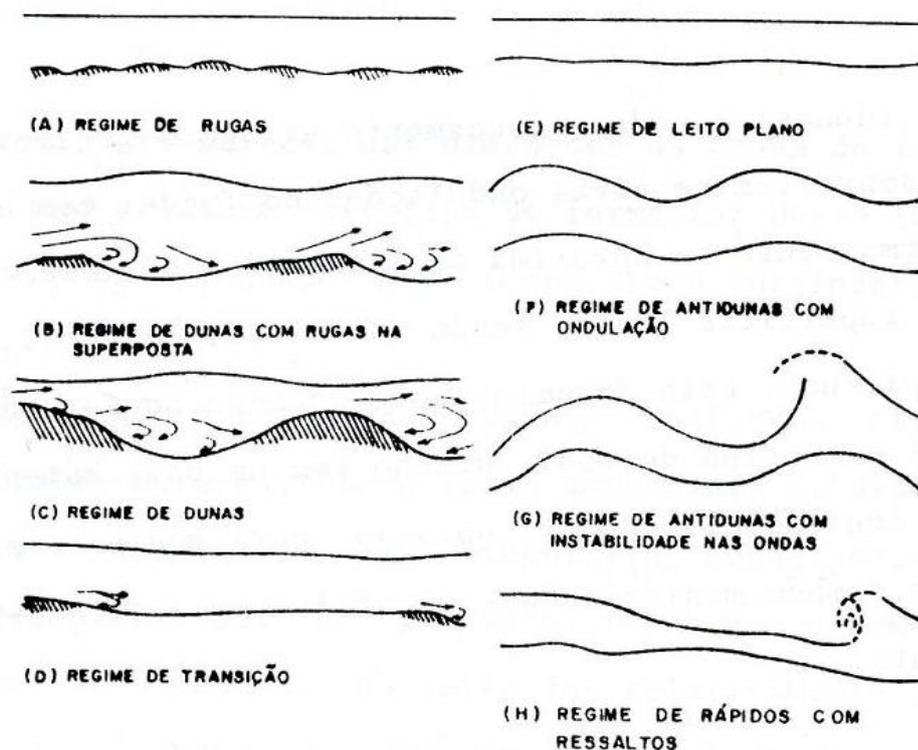


Figura 4.5 – Tipos de configurações do leito e da superfície do escoamento. Fonte: RAMOS (1984).

O estágio do escoamento com formação de rugas ou dunas ou ambas é classificado como regime inferior. Para valores maiores de velocidade do escoamento formam-se: o regime de transição, caracterizado pela remoção de dunas; e o regime superior, com formação de leito plano (com movimentação de sedimento) ou antidunas. Esta classificação proposta por SIMONS; RICHARDSON (1961) é interessante porque divide não apenas diferentes tipos de formação do leito, mas também a magnitude da resistência ao escoamento. Para o regime inferior a resistência ao escoamento é maior, sendo predominante a rugosidade de forma. Já para o regime superior, a resistência ao escoamento é menor, sendo predominante a rugosidade dos grãos¹. A Tabela 4.5 mostra o estudo experimental feito pelos supramencionados autores sobre a conformação de fundo e sua relação com a resistência ao escoamento e outros parâmetros de interesse.

Tabela 4.5 – Estudo sobre conformações do leito preparado por SIMONS; RICHARDSON (1961). Fonte: RAMOS (1984).

Regime de Escoamento	Forma do Leito	Concentração P.P.M.	Coefficientes de Rugosidade C / \sqrt{g}	Forma de Transporte Sólido	Tipos de Rugosidade
Regime Inferior	Rugas	10-200	7.8 - 12.4	Saltos Discretos	Predomina a rugosidade de forma
	Rugas sobre Dunas	100-1200	---		
	Dunas	200-2000	7.0 - 13.2		
Transição	Dunas em Remoção	1000-3000	7.0 - 20.0	---	Variável
Regime Superior	Leito Plano	2000-6000	16.3 - 20.0	Contínuo	Predomina a rugosidade do grão
	Antidunas	2000	10.8 - 10.7		
	Rápidos com Ressaltos	2000	9.4 - 10.7		

Existe uma estreita relação entre a conformação do leito e o cálculo da resistência ao escoamento para canais escoando sobre leito aluvionar. Esta relação é explorada com maiores detalhes no item 4.7.

¹ A rugosidade do leito de um canal pode ser entendida como uma soma dos efeitos da rugosidade dos grãos e da rugosidade de forma (devido à conformação de fundo), conforme abordado no item 3.5.5 e também no item 4.7.

Apresentam-se a seguir, como exemplos, dois métodos que permitem estimar a conformação do leito.

4.6.2. Métodos previsores de configurações de fundo

4.6.2.1 Método de Garde e Ranga Raju

GARDE; RANGA RAJU (1963) propuseram um método empírico para determinar a conformação de fundo que não depende do conhecimento da velocidade do escoamento e, portanto, pode ser utilizado em conjunto com um método de resistência ao escoamento para definição da descarga líquida. Este método foi desenvolvido em função do método para cálculo de resistência ao escoamento proposto pelos mesmos autores e que é apresentado no item 4.7.1.1.

Para definição da conformação de fundo, os autores propuseram um método gráfico (Figura 4.6), que depende do cálculo dos seguintes adimensionais:

$$\frac{R_h}{d} \quad \text{e} \quad \frac{i \cdot \gamma}{\Delta\gamma_s}$$

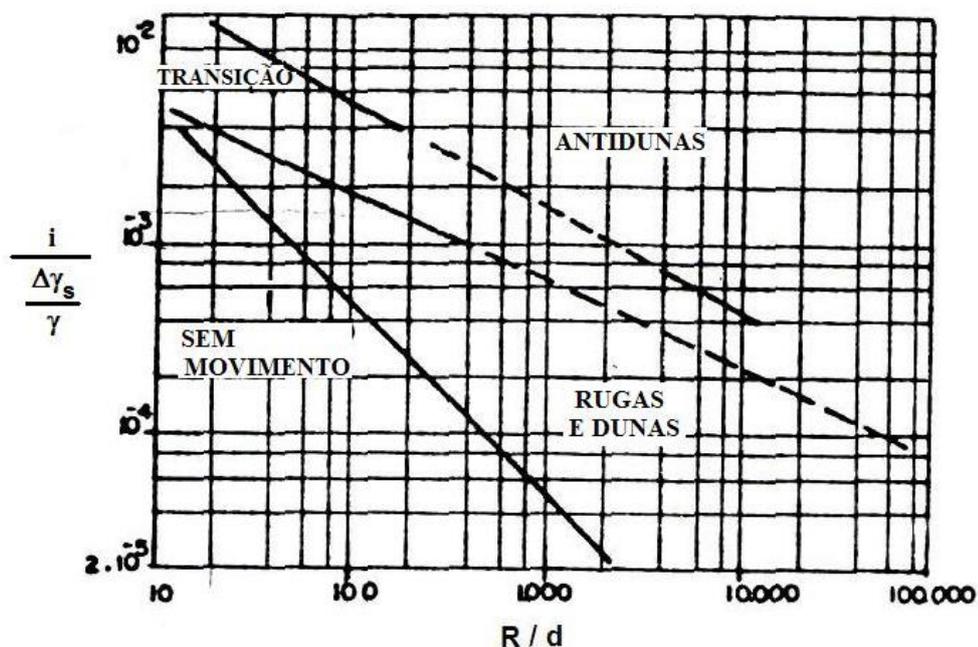


Figura 4.6 – Método gráfico para determinação da conformação de fundo, segundo GARDE; RANGA RAJU (1963). Fonte: RAMOS (1984).

4.6.2.2 *Método de Engelund e Hansen*

ENGELUND; HANSEN (1966) *apud* RAMOS (1984) apresentaram um método para estimar a conformação de fundo relacionando os seguintes adimensionais:

$$\frac{U}{v'_*} \quad \text{e} \quad \frac{U}{\sqrt{g \cdot h}}$$

Sendo v'_* a velocidade de atrito do grão, dada pela equação:

$$v'_* = \sqrt{g \cdot R'_h \cdot i} \quad (4.120)$$

Na qual R'_h é o raio hidráulico devido ao grão, que pode ser calculado como:

$$\frac{U}{\sqrt{g \cdot R'_h \cdot i}} = 2,5 \cdot \ln \frac{R'_h}{2 \cdot d_{65}} + 6,0 \quad (4.121)$$

A Figura 4.7 mostra os resultados obtidos pelos autores.

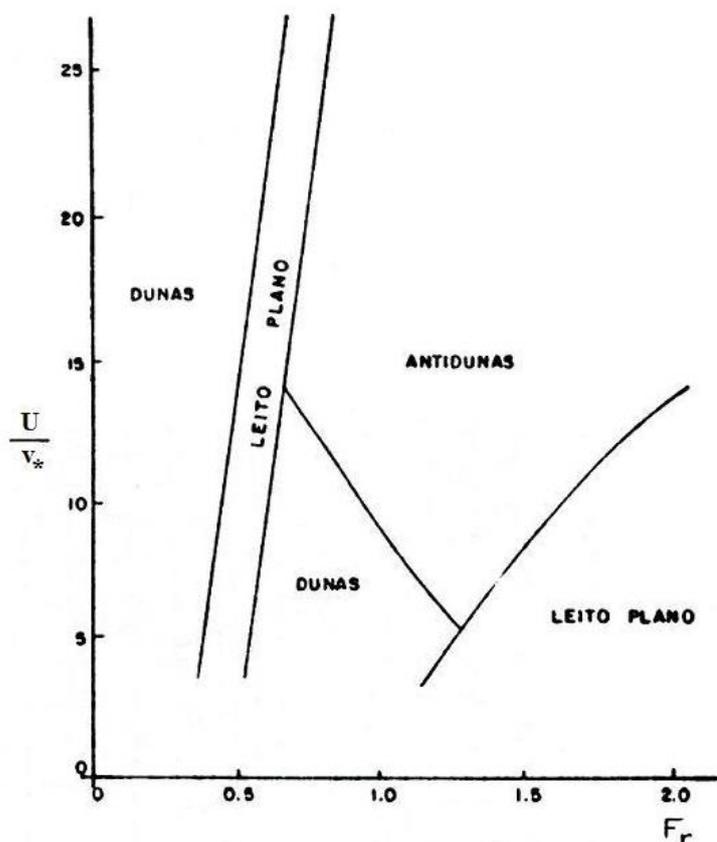


Figura 4.7 – Método gráfico para definição da conformação de fundo, segundo ENGELUND; HANSEN (1966). Fonte: RAMOS (1984).

4.7. Equações de Resistência ao Escoamento

No capítulo 3 foram apresentadas algumas equações de resistência ao escoamento para canais com fronteiras fixas (sem movimentação do material do leito): equação de Chezy, equação de Manning e as equações do tipo logarítmicas (derivadas do estudo de distribuição de velocidades).

No caso dos escoamentos em canais aluvionares, com transporte de sedimentos, prever a resistência ao escoamento e a distribuição de velocidades é uma tarefa muito mais

complicada do que no caso dos estudos com fronteiras fixas, basicamente por duas razões:

- Nos canais aluvionares, a configuração do leito pode mudar com as condições do escoamento e estas modificações são difíceis de prever e descrever por meio de coeficientes de resistência;
- Os sedimentos transportados em suspensão podem modificar as características do escoamento e do fluido, alterando significativamente a distribuição de velocidades e, por conseqüência, a velocidade média.

Abaixo da condição crítica de início de movimento dos sedimentos, o leito é praticamente plano e a resistência ao escoamento promovida pelas fronteiras vai dever-se exclusivamente à resistência oferecida pelos grãos. Acima da condição crítica para início de movimentação dos sedimentos, conforme visto no item 4.6, o leito pode assumir diversas formas e, neste caso, a resistência ao escoamento será devida a um fator conjunto entre a forma do leito e a resistência dos grãos.

Uma vez que o tamanho e a forma das irregularidades do canal mudem bastante com as variações de vazão, são esperadas grandes variações também na resistência ao escoamento. Neste caso, como existe grande dificuldade na previsão da forma e tamanho das irregularidades no leito, torna-se também complicado estimar a resistência ao escoamento em canais aluvionares.

De fato, segundo GARDE; RANGA RAJU (1978), as leis desenvolvidas para prever a resistência ao escoamento conduzem a valores de velocidade média com um erro associado de aproximadamente 30%, o que significa que devem ser interpretadas como ferramentas para estabelecer valores limites de velocidade nos escoamentos em canais aluvionares.

Alguns métodos consideram o fator de resistência ao escoamento ou a rugosidade do leito como a soma de duas parcelas: a rugosidade dos grãos, que depende apenas da geometria dos sedimentos; e a rugosidade de forma, que corresponde à parcela de

resistência ao escoamento devido à conformação do leito. A título de exemplo, apresentam-se três métodos para estimativa da resistência ao escoamento, sendo que apenas o último deles (Engelund e Hansen) faz distinção entre a rugosidade dos grãos e a rugosidade de forma.

4.7.1. Métodos para previsão da resistência ao escoamento em canais aluvionares

4.7.1.1 Método de Garde e Ranga Raju

GARDE; RANGA RAJU (1966) propuseram uma relação de caráter empírico para determinação da velocidade média do escoamento (U), baseada na análise de dados de canais e de cursos d'água naturais.

$$\frac{U}{\sqrt{\frac{\Delta\gamma_s}{\gamma} \cdot g \cdot d}} = K \cdot \left(\frac{R_h}{d}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{i \cdot \gamma}{\gamma_s - \gamma}\right)^{1/2} \quad (4.122)$$

Sendo o valor de K :

- 7,66 para leitos planos sem movimentação de material;
- 3,20 para rugas e dunas;
- 6,00 para regime de transição.

Esta equação não leva em conta os efeitos da viscosidade e, por isso, deve ser aplicada a escoamentos no regime turbulento rugoso.

Contudo, investigações posteriores mostraram que o valor de K variava continuamente

com o parâmetro $\frac{U}{\sqrt{\frac{\Delta\gamma_s}{\gamma} \cdot g \cdot d}}$ para os regimes de rugas, dunas e de transição.

Desta forma, foi desenvolvido um método gráfico que relaciona os seguintes

adimensionais: $\frac{U}{\sqrt{\frac{\Delta\gamma_s}{\gamma} \cdot g \cdot R_h}}$ e $\left(\frac{R_h}{d}\right)^{1/3} \cdot \left(\frac{i \cdot \gamma}{\Delta\gamma_s}\right)$, conforme ilustrado na Figura 4.8.

Para utilizar este método de resistência ao escoamento é necessário caracterizar primeiro a condição de conformação de fundo, o que pode ser feito através do método desenvolvido pelos próprios autores, apresentado no item 4.6.2.1.

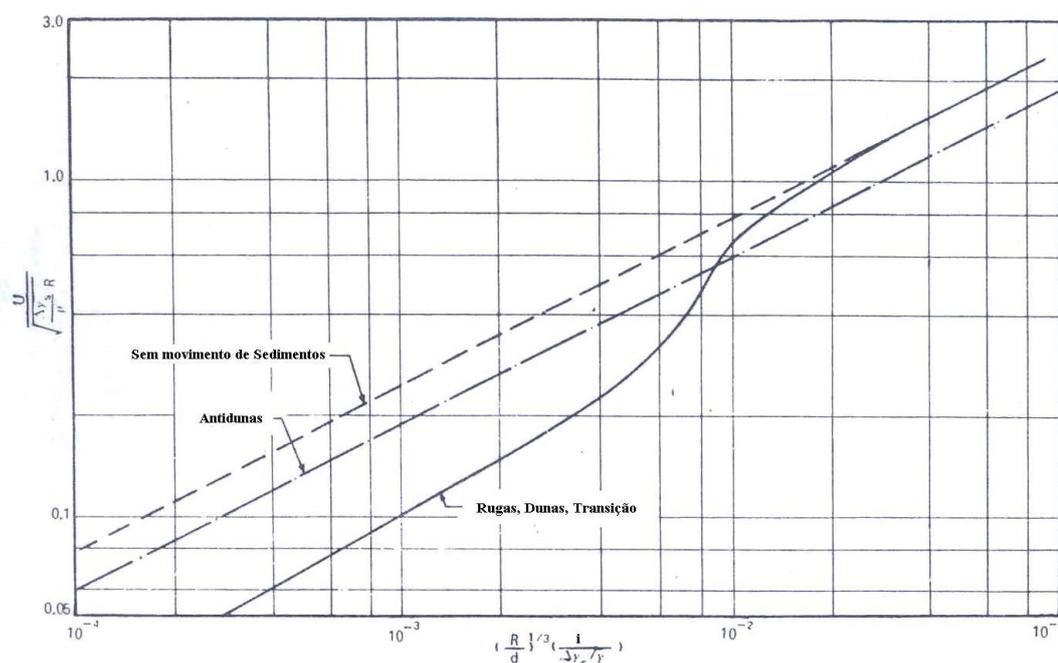


Figura 4.8 – Método gráfico para previsão da resistência ao escoamento, segundo GARDE; RANGA RAJU (1966). Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978)

Segundo os autores, a relação apresentada no método gráfico da Figura 4.8 prevê a velocidade média com uma precisão de $\pm 30\%$ para a maior parte dos dados utilizados em sua determinação.

Estudando a aplicação deste método para três rios americanos (*South Fork Powder River*, *Cheyenne River* e *Republican River*), ALAM (1967) observou que os valores previstos de velocidade média têm a tendência a ser maiores do que aqueles observados em campo, com erros em geral bem maiores do que 30%.

RANGA RAJU (1970) através da análise de dados adicionais, notou uma dependência das curvas indicadas na Figura 4.8 com o tamanho do sedimento, ou seja, para um dado tamanho de partícula a relação entre os adimensionais propostos tende a seguir uma única curva. Dessa forma, o autor propôs a seguinte relação:

$$K_1 \cdot \frac{U}{\sqrt{\frac{\Delta\gamma_s}{\gamma} \cdot g \cdot R_h}} \text{ e } K_2 \cdot \left(\frac{R_h}{d}\right)^{1/3} \cdot \left(\frac{i \cdot \gamma}{\Delta\gamma_s}\right)$$

K_1 e K_2 são coeficientes que variam conforme o tamanho do sedimento e seus valores podem ser extraídos das curvas da Figura 4.9.

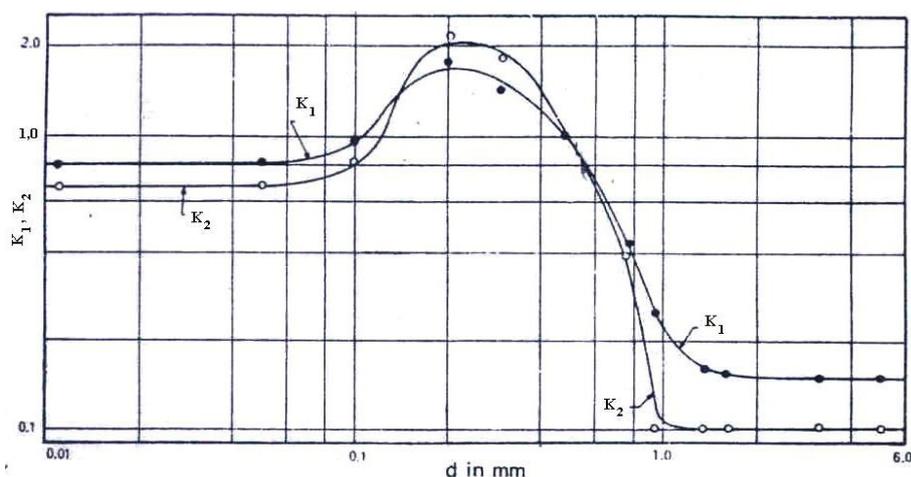


Figura 4.9 – Determinação dos coeficientes K_1 e K_2 da análise realizada por RANGA RAJU (1970). Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).

A Figura 4.10 mostra os dados plotados de diversos canais e cursos d'água naturais relacionando os dois adimensionais propostos. Segundo o autor, a curva nesta figura

adequa-se às seguintes condições de conformação de fundo: rugas, dunas, transição e antidunas. Para o caso do leito plano, o autor sugere o uso da eq.(4.122) com $K=7,66$.

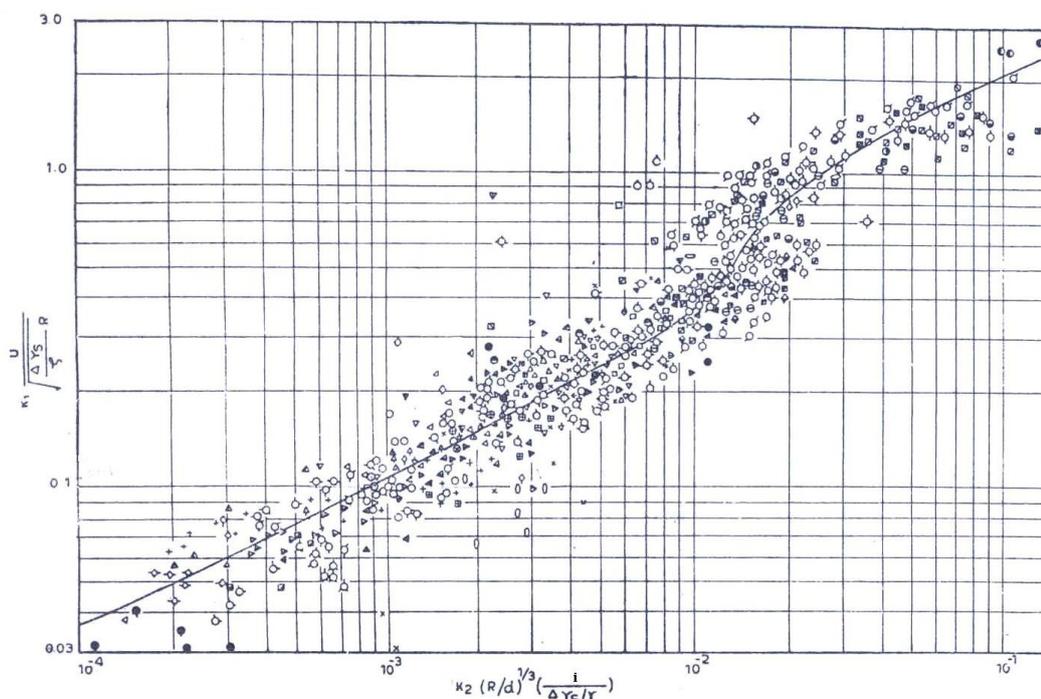


Figura 4.10 – Método gráfico para previsão da resistência ao escoamento, segundo RANGA RAJU (1970). Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).

“Os erros possíveis na previsão da velocidade média por este método estão entre ± 30 a 90% em relação aos dados plotados” (GARDE; RANGA RAJU, 1978).

A Tabela 4.6 mostra a faixa de variação dos parâmetros para os dados utilizados na análise do autor.

Tabela 4.6 – Faixa de variação dos parâmetros para os dados plotados no gráfico do método proposto por RANGA RAJU (1970).

Parâmetro	Faixa
R_h	0,023 a 17,10m
U	0,058 a 3,44 m/s
I	$3,64 \cdot 10^{-5}$ a $2,66 \cdot 10^{-2}$ m/m
D	0,011 a 5,20 mm
γ_s	1,052 a 4,22

4.7.1.2 Método de Cruickshank e Maza

CRUICKSHANK; MAZA (1973) propuseram um método para estimativa da velocidade média do escoamento baseados na investigação dos seguintes adimensionais:

- Adimensionais da fase sólida:

$$h_* = \frac{h}{d} \quad (4.123)$$

$$\tau_* = \frac{\gamma \cdot h \cdot i}{\Delta\gamma_s \cdot d} \quad (4.124)$$

- Adimensional da fase líquida:

$$\frac{\gamma \cdot U \cdot i}{\Delta\gamma_s \cdot \omega_s} \quad (4.125)$$

Os autores escolheram como o diâmetro característico do material do leito o d_{84} e para representar o material em suspensão foi escolhido o d_{50} , sendo que a velocidade de queda deste último diâmetro é representada como ω_{50} .

Utilizando diversos dados experimentais, os autores prepararam um gráfico, apresentado na Figura 4.11, no qual relacionaram os seguintes parâmetros

adimensionais: $\frac{h}{d_{84}}$, $\frac{h \cdot i}{d_{84}}$ e $\frac{U \cdot i}{\omega_{50}}$.

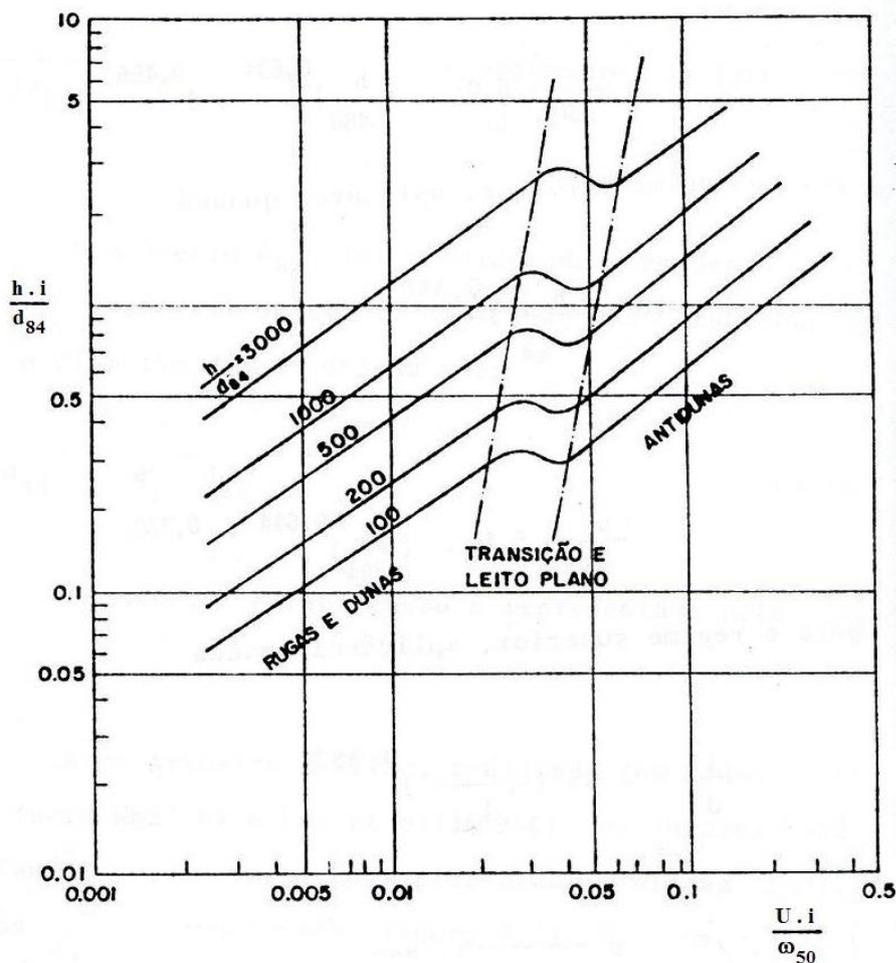


Figura 4.11 – Determinação da velocidade média para escoamento em canais aluvionares segundo CRUICKSHANK; MAZA (1973). Fonte: RAMOS (1984).

A razão $\frac{\Delta\gamma_s}{\gamma}$ foi excluída dos adimensionais utilizados no gráfico, pois o método restringe sua aplicação para canais com água escoando sobre fundo arenoso, o que torna este termo praticamente constante e igual a aproximadamente 1,65.

A partir do gráfico, CRUICKSHANK; MAZA (1973) ajustaram duas equações: uma válida para o regime inferior (rugos e dunas) e outra válida para o regime superior (leito plano com movimentação de sedimentos e antidunas).

➤ Regime inferior:

$$\frac{U}{\omega_{50}} = 6,03 \cdot \left(\frac{h}{d_{84}} \right)^{0,634} \cdot i^{0,456} \quad \text{para} \quad \frac{1}{i} \geq 70 \cdot \left(\frac{h}{d_{84}} \right)^{0,350} \quad (4.126)$$

➤ Regime superior:

$$\frac{U}{\omega_{50}} = 5,45 \cdot \left(\frac{h}{d_{84}} \right)^{0,644} \cdot i^{0,352} \quad \text{para} \quad \frac{1}{i} \leq 55 \cdot \left(\frac{h}{d_{84}} \right)^{0,382} \quad (4.127)$$

O método foi desenvolvido com base em dados experimentais coletados para as seguintes condições:

- Canais com fundo leito arenoso;
- Material do leito com: $0,2 \leq d_{50} \leq 2,0$ mm.

4.7.1.3 Método de Engelund e Hansen

O método de ENGELUND; HANSEN (1967) considera separadamente o efeito da rugosidade devido aos grãos e da rugosidade devido à forma de fundo

ENGELUND (1966) admitiu que as perdas de carga do escoamento por unidade de comprimento do canal (j) devem-se a duas parcelas: a primeira devido à rugosidade do grão (j'); e a segunda devido à rugosidade de forma (j''), que depende da conformação de fundo.

Para um escoamento permanente e uniforme $j \equiv i$ e assim:

$$i = i' + i'' \quad (4.128)$$

O autor ainda propôs que a perda de carga devido à forma do fundo do canal fosse calculada através da seguinte expressão:

$$i'' = \frac{1}{2} \cdot Fr^2 \cdot \frac{A_k^2}{\Lambda \cdot h} \quad (4.129)$$

Na qual:

- A_k é a amplitude média das deformações de fundo;
- Λ é o comprimento médio das deformações de fundo.

Utilizando a eq.(4.128), a tensão de arraste junto ao fundo pode ser calculada como:

$$\tau_0 = \gamma \cdot h \cdot i = \gamma \cdot h \cdot (i' + i'') \Rightarrow \tau_0 = \tau'_0 + \tau''_0 \quad (4.130)$$

Na qual:

- τ'_0 é a tensão de arraste junto ao fundo devido ao grão;
- τ''_0 é a tensão de arraste junto ao fundo devido à forma do leito;

Dividindo-se a eq.(4.130) pelo termo $\Delta\gamma_s \cdot d$, obtém-se:

$$\frac{\tau_0}{\Delta\gamma_s \cdot d} = \frac{\tau'_0}{\Delta\gamma_s \cdot d} + \frac{\tau''_0}{\Delta\gamma_s \cdot d} \quad (4.131)$$

Assim é possível escrever os seguintes adimensionais:

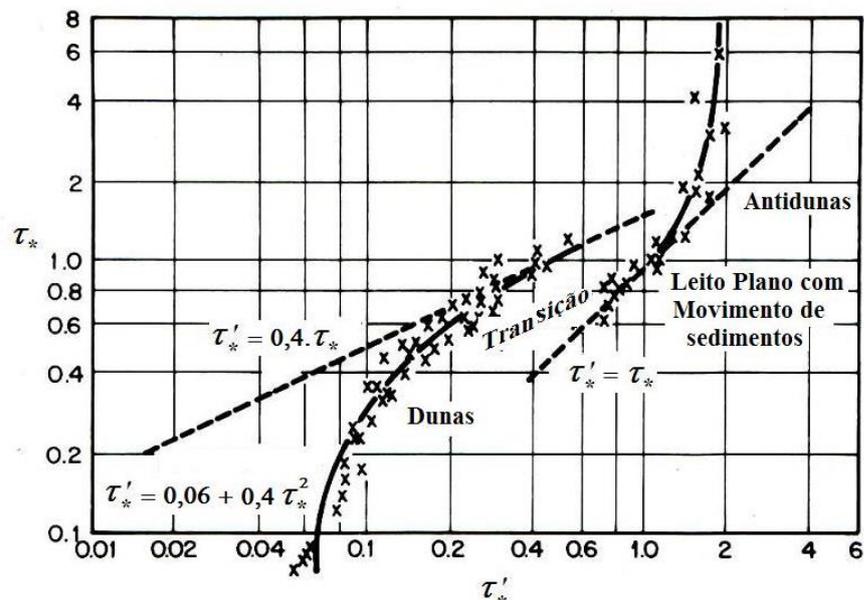
$$\tau_* = \frac{\tau_0}{\Delta\gamma_s \cdot d} \quad (4.132)$$

$$\tau'_* = \frac{\tau'_0}{\Delta\gamma_s \cdot d} \quad (4.133)$$

E utilizando a eq.(4.129):

$$\tau''_* = \frac{\tau''_0}{\Delta\gamma_s \cdot d} = \frac{1}{2} \cdot \frac{Fr^2 \cdot A_k^2 \cdot \gamma}{\Delta\gamma_s \cdot d \cdot \Lambda} \quad (4.134)$$

O uso dos adimensionais τ_* e τ'_* para definição da curva de descarga de um canal foi proposto por ENGELUND; HANSEN (1967) *apud* SIMONS; SENTÜRK (1976), que prepararam um gráfico (conforme Figura 4.12) no qual utilizaram dados de diversos autores diferentes.



**Figura 4.12 – Resistência ao escoamento segundo ENGELUND; HANSEN (1967).
Fonte: SIMONS; SENTÜRK (1976).**

A seqüência de cálculos para determinar a velocidade média é a seguinte:

- Calcular τ^* através da eq.(4.132);
- Determinar τ'^* através do gráfico da Figura 4.12;
- Calcular h' através da expressão:

$$h' = \frac{\tau'^* \cdot \Delta \gamma_s \cdot d}{\gamma \cdot i} \quad (4.135)$$

- Calcular U utilizando a expressão:

$$\frac{U}{\sqrt{g \cdot h' \cdot i}} = 2,5 \cdot \ln \frac{h'}{k_s} + 6,0 \quad (4.136)$$

Como a influência do número de Reynolds foi negligenciada recomenda-se o uso deste método para o regime superior ou, no caso do regime inferior, para leito com formação de dunas.

4.7.2. Influência dos sedimentos transportados em suspensão

Conforme já mencionado, a presença de sedimentos em suspensão no escoamento afeta a distribuição de velocidades. Resultados obtidos por BUCKLEY (1922) *apud* GARDE; RANGA RAJU (1978), a partir de medições no rio Nilo, mostraram que a velocidade média do escoamento aumenta com o acréscimo na quantidade de sedimentos em suspensão. Em outras palavras, mantidas outras condições constantes, como o raio hidráulico e a declividade, o aumento da quantidade de sedimentos em suspensão provoca uma diminuição na resistência ao escoamento. Outros pesquisadores encontraram resultados semelhantes.

Acredita-se que este aumento na velocidade média devido aos sedimentos transportados em suspensão seja decorrente de uma redução na turbulência do escoamento nas proximidades do leito, região onde a concentração de sedimentos em suspensão é maior.

Para comparar os efeitos relativos causados na resistência ao escoamento devido às modificações na configuração do leito e às alterações na concentração de sedimentos em suspensão, VANONI; NOMICOS (1960) realizaram uma série de experimentos em laboratório nos quais tentaram separar os dois efeitos. Uma parte destes experimentos é descrita a seguir.

Num canal de fundo móvel (areia solta) o autor estabeleceu um escoamento em regime uniforme onde eram medidos: Vazão líquida (Q), Profundidade (h), Concentração da vazão sólida entre outras grandezas, a fim de determinar o fator de atrito de fundo (f_b) da equação de Darcy-Weisbach. Após esta etapa, o escoamento era interrompido e a água drenada do canal, para que a configuração de fundo fosse estabilizada quimicamente. Nestas condições (fundo fixo e mesma configuração do leito obtida no ensaio com fundo móvel) um escoamento com a mesma vazão era imposto novamente, a fim de obter dados para recalcular f_b e, assim, determinar a diferença entre este fator de resistência ao escoamento para escoamentos com e sem sedimentos em suspensão.

A Tabela 4.7 apresenta os resultados destes ensaios, sendo que na última coluna (Δf_b) destaca-se o percentual de redução no valor do fator de atrito de fundo provocado pela presença dos sedimentos transportados em suspensão em comparação ao escoamento com águas claras para a mesma configuração de fundo.

Tabela 4.7 – Comparação entre fatores de atrito para escoamentos com sedimento em suspensão e com águas claras. Fonte: VANONI; NOMICOS (1960).

Vazão Líquida (L/s)	Profundidade (cm)	Diâmetro médio do sedimento (mm)	Concentração de sedimentos (g/L)	Condição do Leito	f_b	Δf_b (%)
8,66	8,66	0,105	3,64	(1)	0,106	
8,66	8,66	0,105	0,00	(1)	0,112	5
12,26	7,44	0,105	4,60	(2)	0,021	
12,26	7,44	0,105	0,00	(2)	0,028	25
14,41	7,77	0,105	8,08	(4)	0,017	
14,41	7,77	0,105	0,00	(4)	0,023	28
14,41	7,77	0,161	3,61	(4)	0,023	
14,41	7,71	0,161	0,00	(4)	0,026	13

Na Tabela 4.7, as configurações de fundo indicadas são:

- (1): dunas;
- (2): leito plano no centro do canal com formação de dunas junto às paredes laterais do canal;
- (4): leito plano, exceto por formação de pequenas rugas próximas às paredes laterais do canal.

Portanto, com base nos resultados obtidos por VANONI; NOMICOS (1960) é possível extrair algumas importantes conclusões:

- O transporte de sedimentos em suspensão reduz efetivamente o fator de resistência ao escoamento, sendo que esta redução é mais acentuada para as maiores concentrações de sedimentos em suspensão;
- As variações no fator de atrito (ou na resistência ao escoamento do leito) devem-se muito mais às modificações na configuração de fundo (o valor de f_b foi de 0,106 para 0,023 quando o leito passou de dunas para plano) do que à presença ou não de sedimentos em suspensão;
- Portanto, a redução na resistência ao escoamento devido à presença de sedimentos em suspensão é importante apenas nos casos em que há uma concentração

significativa destes sedimentos sendo transportados sob condições de leito plano. No caso de leitos com formação de dunas, a presença ou não de sedimentos transportados em suspensão é um fator de menor importância na avaliação da resistência ao escoamento.

4.8. Condição Crítica para Início do Transporte de Sedimentos

A mobilidade do material sólido que compõe o leito dos cursos d'água é função da relação entre os esforços hidrodinâmicos atuando sobre os sedimentos e os esforços resistentes deste material. Quando os esforços hidrodinâmicos são menores do que os resistentes, o leito pode ser considerado fixo, ou seja, não há movimentação de sedimentos. Ao contrário, se os esforços devidos à ação da corrente fluida superarem os esforços resistentes, o material será movimentado. A condição do escoamento que é capaz de iniciar a movimentação do material do leito é chamada de condição crítica para início do transporte de sedimentos.

Quando o material do leito é grosseiro e não coesivo, os esforços resistentes são basicamente devidos ao peso submerso das partículas. No caso dos leitos com material fino, do tipo silte e argila, as forças de coesão entre as partículas são predominantemente responsáveis pela resistência ao escoamento. Os esforços de coesão são extremamente complexos e não existem análises satisfatórias sobre uma condição crítica de início de movimento para os leitos constituídos por este tipo de material. Neste trabalho tratam-se apenas dos leitos compostos por material não coesivo.

Do ponto de vista prático, é muito difícil definir a condição de início de transporte de sedimentos, pois se trata de um fenômeno absolutamente aleatório que depende da escolha de um critério subjetivo para defini-lo. Por exemplo, pode-se considerar como condição crítica:

- Movimento de uma única partícula;

- Movimento de uma pequena parcela de partículas;

- Movimento generalizado no leito, entre outras.

“Na realidade não existe verdadeiramente uma condição crítica para a qual o movimento começa repentinamente, como uma condição que é atingida. Dados disponíveis de tensões de arraste são baseados em definições mais ou menos arbitrárias da condição crítica. A maior parte das definições utilizadas depende de inspeções visuais, as quais mostram ser altamente subjetivas” (SIMONS; SENTÜRK, 1976). Vale ressaltar que alguns autores, como H. A. Einstein, por exemplo, são da opinião de que não existe uma condição crítica para início de movimento. Em seus trabalhos, Einstein não utiliza este conceito para analisar o transporte sólido de fundo.

De qualquer forma, os métodos que estimam a condição crítica de início de transporte de sedimentos têm grande importância, pois são aplicados nos estudos de estabilidade de cursos d’água, projetos de canais, ou ainda, em estudos de proteção de margens, nos quais são aplicados como critérios para verificar a condição de erosão do leito.

Neste trabalho apresentam-se dois tipos de abordagem para o problema da definição da condição crítica:

- Métodos baseados na velocidade crítica;
- Métodos baseados na tensão crítica.

Os métodos baseados na velocidade crítica procuram definir uma velocidade de escoamento (junto ao fundo, ou mesmo, velocidade média) capaz de provocar o início do movimento das partículas sólidas do leito.

Os métodos baseados na tensão crítica são mais racionais e precisos, pois se preocupam em avaliar diretamente o esforço que é efetivamente responsável pela movimentação do sedimento, ou seja, a tensão de arraste provocada pelo escoamento.

Por esse motivo, atualmente os métodos baseados na velocidade crítica têm seu uso restrito a avaliações preliminares e expeditas. No item 4.8.4, apenas a título de ilustração, são apresentados alguns exemplos de métodos baseados no critério da velocidade. Maior atenção é dispensada aos métodos baseados na tensão crítica.

4.8.1. Considerações sobre a movimentação de sedimentos em rios

Caso os sedimentos que compõe o leito de um curso d'água tenham uma distribuição granulométrica uniforme, ou seja, não possuam grande variação de tamanhos, é possível descrever a condição crítica para início de movimentação através de uma avaliação teórica do equilíbrio de esforços atuando sobre uma única partícula sólida no fundo do canal.

No item 4.8.2.1, mostra-se a determinação dos adimensionais característicos da condição crítica de início de transporte sólido, a partir da condição de equilíbrio dos esforços atuantes sobre uma partícula que repousa no fundo do canal. Estes adimensionais foram utilizados na obtenção experimental do Diagrama de Shields (item 4.8.2.2), que define a condição de início de transporte de sedimentos para diversos tamanhos de partículas. Este método é amplamente aplicado nos projetos de canais.

O método de Shields foi obtido a partir de ensaios de laboratório, nos quais as condições de vazão, declividade, profundidade e material do leito eram controladas. O material possuía distribuição granulométrica uniforme e, portanto, o diâmetro médio representa bem toda a amostra.

Entretanto, conforme já foi comentado no item 4.4.2.1, o material sólido que compõe o leito dos cursos d'água naturais possui geralmente uma distribuição granulométrica bem graduada, ou seja, os tamanhos dos sedimentos possuem grande variação. Neste

caso, escolher um diâmetro representativo de todo material sólido do leito, para em seguida aplicar um critério como o de Shields, é muito mais complicado¹.

Alguns autores, a partir de resultados de campo, tentaram determinar o diâmetro que representaria todo leito (para cursos d'água com composição de grãos bem graduada). Foi o caso de LANE (1955), que a determinou o d_{75} como diâmetro ideal para representar o material do fundo na condição crítica de início de transporte sólido (o método de Lane é descrito no item 4.8.3).

Contudo, vale observar que resultados como os obtidos por Lane tem uso restrito ao local onde foram determinados. Afinal, deve-se esperar que a definição do diâmetro representativo de todo material dependa de sua distribuição granulométrica, variando de local para local.

Num escoamento sobre leito com granulometria estendida, pelo princípio da seleção (item 2.2.2.3), sabe-se que o material mais fino tende a ser arrastado primeiro. Este arraste seletivo faz com que o material mais grosso forme uma capa superior de fundo, que protege (ou cobre) o material original que se encontra abaixo dele. Este fenômeno denomina-se encouraçamento do fundo.

O encouraçamento do fundo pode aumentar significativamente o diâmetro médio da capa superior e, portanto, a resistência do fundo à ação do escoamento. Levando em conta o fenômeno da formação da couraça, MAZA (1986) aponta três condições extremas de início de movimentação de sedimentos:

- Ponto inferior de início de arraste: Tensão de arraste sobre o fundo na iminência de movimentar as partículas mais finas. Não existe nenhuma erosão de fundo;
- Ponto superior de início de arraste: Tensão de arraste sobre o fundo na iminência de movimentar as partículas de maior diâmetro;

¹ Neste caso, determinar o diâmetro representativo de toda a distribuição significa conhecer um diâmetro de sedimento que, se distribuído uniformemente em todo canal, tenha a mesma condição crítica de início de transporte sólido que o material original do curso d'água.

- Ponto de encouraçamento máximo: Máxima tensão de arraste sobre o fundo que pode resistir um material de granulometria estendida em condição estável. Ocorre quando o diâmetro médio da couraça torna-se máximo.

Portanto, segundo as definições acima o ponto de encouraçamento máximo pode ser considerado a condição crítica para início de transporte sólido num canal com leito de granulometria estendida. Neste trabalho são apresentados dois métodos para definição da condição crítica levando em conta o encouraçamento máximo. O primeiro deles é o Método de Gessler (item 4.8.4), que permite inclusive determinar a granulometria da couraça máxima. Como o Método de Gessler é trabalhoso para aplicação prática (exige iterações sucessivas), MAZA; GARCÍA (1986) propuseram algumas simplificações ao Método de Gessler, que são apresentadas no item 4.8.5.

GESSLER (1971) *apud* MAZA; GARCÍA (1995) aponta que o método proposto por ele, ou seja, que considera o efeito do encouraçamento de fundo, tem melhor aplicação para leitos com granulometria bem graduada, definida através da relação $\sigma_g > 3$. Para valores de desvio-padrão menores do que este, o autor menciona que o efeito do encouraçamento passa a ser duvidoso, pois o material de fundo possui uma distribuição muito próxima da uniforme.

4.8.2. Método de Shields

4.8.2.1 Definição dos adimensionais característicos do início de movimento de uma partícula sólida

O esquema de esforços atuando sobre uma partícula sólida depositada no fundo de um canal sob a ação do escoamento turbulento é apresentada na Figura 4.13.

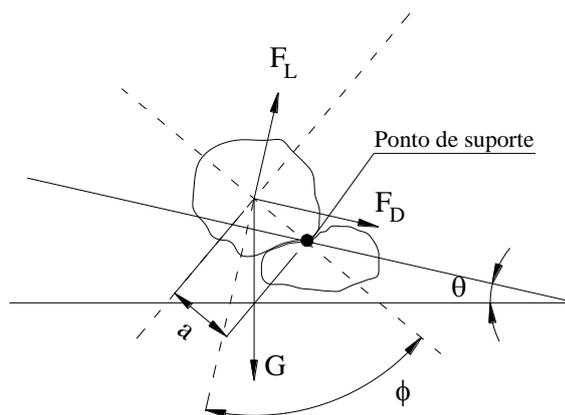


Figura 4.13 – Esquema de forças atuando sobre partícula depositada no fundo do canal para escoamento turbulento.

- F_D : força de arraste (atuando na direção do escoamento);
- F_L : força de sustentação (atuando na direção normal ao escoamento);
- G : peso submerso da partícula;
- θ : ângulo da declividade longitudinal do leito;
- ϕ : ângulo de repouso do sedimento.

As forças F_D e F_L são resultantes da ação do escoamento, sendo que a primeira ocorre na direção do escoamento e a segunda é normal a ele. Normalmente, a força de sustentação (F_L) não aparece explicitamente na análise teórica, pois, como depende de coeficientes que devem ser determinados experimentalmente, e está diretamente ligada à força de arraste (F_D) (que também tem coeficientes que precisam ser determinados de modo experimental), em geral, seus efeitos são considerados indiretamente através desta última grandeza.

A força peso (peso submerso da partícula) e a força de arraste podem ser escritas como:

$$G = \Delta\gamma_s \cdot C_1 \cdot d^3 \quad (4.137)$$

$$F_D = \tau_0 \cdot C_2 \cdot d^2 \quad (4.138)$$

Sendo:

- d : diâmetro da partícula;
- C_1 : fator de forma para definição do volume da partícula;
- $\Delta\gamma_s$: peso específico submerso do sedimento, $\Delta\gamma_s = \gamma_s - \gamma$;
- τ_0 : tensão de arraste no fundo do canal;
- $C_2 \cdot d^2$: representa a área efetiva da superfície da partícula exposta à ação de τ_0 (ou seja, é a área da projeção da partícula no plano perpendicular à direção do escoamento);
- C_2 : fator de forma para definição da área efetiva.

Na condição de equilíbrio, a somatória dos momentos em relação ao ponto de suporte indicado na Figura 4.13 resulta em:

$$G \cdot \text{sen}(\phi - \theta) \cdot a - F_D \cdot \text{sen}(90^\circ - \phi) = 0$$

Substituindo as eq.(4.137) e (4.138) na relação anterior, obtém-se:

$$C_1 \cdot \Delta\gamma_s \cdot d^3 \cdot \text{sen}(\phi - \theta) = \tau_0 \cdot C_2 \cdot d^2 \cdot \cos\phi$$

$$\tau_0 = \frac{C_1}{C_2} \cdot \Delta\gamma_s \cdot d \cdot \cos\theta \cdot (\tan\phi - \tan\theta)$$

Para canais de pequena declividade, pode-se considerar: $\cos\theta \approx 1$ e $\tan\theta \approx 0$.

$$\tau_0 = \frac{C_1}{C_2} \cdot \Delta\gamma_s \cdot d \cdot \tan\phi$$

$$\frac{\tau_0}{\Delta\gamma_s \cdot d} = \frac{C_1}{C_2} \cdot \tan\phi \quad (4.139)$$

Utilizando-se a definição de velocidade de atrito (v_*):

$$\tau_0 = \rho \cdot v_*^2 \quad (4.140)$$

Substituindo-se a eq.(4.140) em (4.139), e considerando-se: $C_3 = \frac{C_1}{C_2}$, obtém-se:

$$\frac{\rho \cdot v_*^2}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = C_3 \cdot \tan\phi \quad (4.141)$$

É interessante notar que o lado esquerdo da eq.(4.141) é o adimensional definido na eq.(4.116), ou seja, é o parâmetro de Shields (τ_*) que caracteriza a mobilidade do sedimento.

Para estabelecer a dependência do lado direito da eq.(4.141) com os parâmetros característicos do escoamento bifásico (que podem ser medidos ou estimados), e assim descrever uma relação que defina o início do transporte de sedimento, pode-se utilizar os resultados apresentados no item 4.5.2, que mostram o adimensional de taxa de transporte sólido (Φ_E) como função dos seguintes adimensionais: τ_* , Re_* , h_* e w . Ou seja:

$$\Phi_E = f(\tau_*, Re_*, h_*, w) \quad (4.142)$$

Mas na iminência do início do transporte sólido (condição crítica), a taxa de transporte sólido (Φ_E) é nula. Além disso, para definir esta condição crítica, as ações relevantes

do escoamento são aquelas que ocorrem na vizinhança do leito, onde as distribuições de tensão e velocidade são independentes da profundidade (h) e, por conseqüência, do adimensional (h^*). O adimensional w também pode ser negligenciado, pelos motivos já explicados no item 4.5.2.

Portanto, pode-se reescrever a eq. (4.142) da seguinte maneira:

$$\Phi_E = f(\tau_{*c}, Re_{*c}) = 0$$

E, portanto:

$$\tau_{*c} = f'(Re_{*c}) \quad (4.143)$$

O sub-índice “c” que foi acrescentado a τ_* e Re_* , significa que estes adimensionais estão sendo considerados para a condição crítica de início de transporte sólido.

Escrevendo explicitamente a eq.(4.143):

$$\frac{\rho \cdot v_{*c}^2}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = f' \left(\frac{v_{*c} \cdot d}{\nu} \right) \quad (4.144)$$

O produto $\rho \cdot v_{*c}^2$ define a tensão crítica de início de movimento “ τ_{0c} ”. Assim:

$$\frac{\tau_{0c}}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = f' \left(\frac{v_{*c} \cdot d}{\nu} \right) \quad (4.145)$$

4.8.2.2 Diagrama de Shields

Segundo SIMONS; SENTÜRK (1976), diversos experimentos foram conduzidos na tentativa de desenvolver uma solução explícita para a eq.(4.145), sendo que a primeira representação gráfica dos dois adimensionais descritos nesta equação foi proposta por SHIELDS (1936).

A Figura 4.14 mostra a relação entre os adimensionais propostos na eq.(4.145) baseada nos dados experimentais obtidos por Shields e outros investigadores. Esta representação gráfica é conhecida como *Diagrama de Shields*, e cada ponto representado corresponde à condição crítica de início de movimento do material do leito.

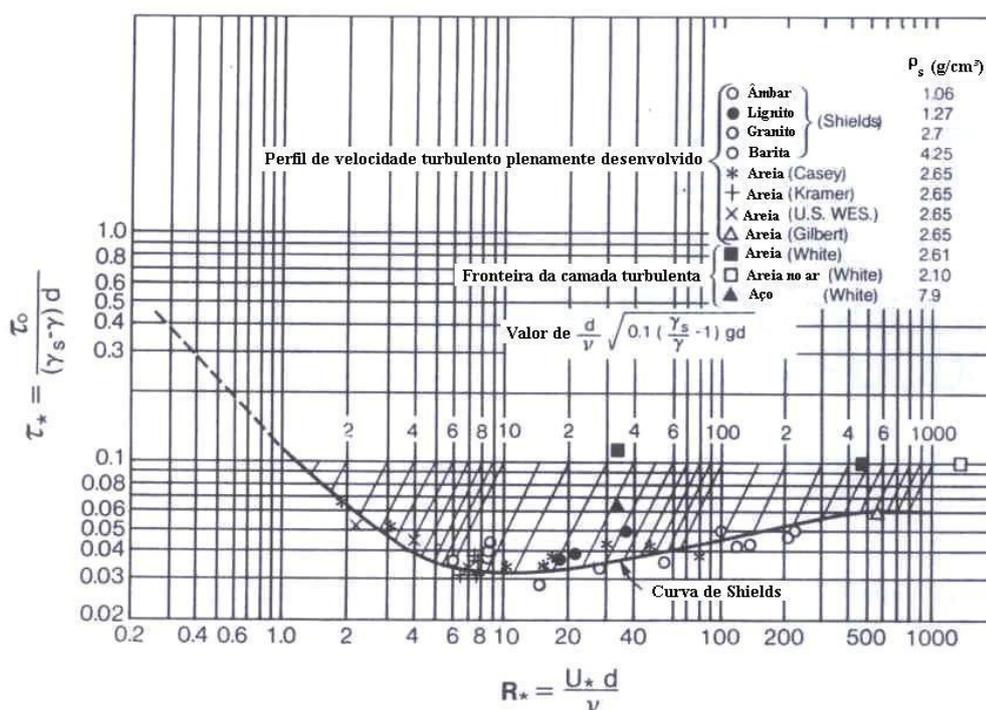


Figura 4.14 – Diagrama de Shields modificado. Fonte: CHANG (1988).

Segundo GARDE; RANGA RAJU (1978), os dados obtidos por Shields foram determinados para escoamento turbulento plenamente desenvolvido, usando sedimentos com faixa de variação granulométrica entre 0,4mm a 3,4mm.

A determinação de τ_{0c} com uso do diagrama de Shields não é direta, ou seja, é necessário utilizar uma solução iterativa, pois a variável v^* está presente nos dois adimensionais propostos (τ_* e Re^*). Assim, para superar este inconveniente e tornar a solução direta, a ASCE (1967) propõe o uso de um terceiro adimensional:

$$\frac{d}{\nu} \cdot \sqrt{0,1 \cdot \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) \cdot g \cdot d}$$

Este adimensional aparece representado na Figura 4.14 através de linhas paralelas, que permitem a direta determinação do valor de τ_{*c} . O procedimento para tal é calcular o adimensional proposto e determinar a intersecção da respectiva linha paralela com a curva de Shields proposta no gráfico. O ponto de intersecção define diretamente o valor de τ_{*c} procurado.

A forma do diagrama de Shields é similar à forma da curva do fator de atrito “ f ” de Darcy-Weisbach em função do número de Reynolds, ou da curva B_s em função de Re_k proposta por Nikuradse. O que há de comum em todas estas relações é a formação de três regiões distintas definidas de acordo com o número de Reynolds. No caso do diagrama de Shields as regiões são:

- $Re_* < 5$: o escoamento é hidraulicamente liso, ou seja, a subcamada laminar (δ) é muito maior do que o diâmetro da partícula (d) e, portanto, a grandeza d deixa de ser característica do fenômeno e pode desaparecer da eq.(4.145). a única forma disto acontecer é se:

$$\tau_{*c} = f'(Re_{*c}) \Rightarrow \tau_{*c} = \frac{const}{Re_{*c}}$$

Através do diagrama de Shields, $const \approx 0,1$.

- $Re_* > 500$: o escoamento é hidraulicamente rugoso, ou seja, a subcamada laminar é muito menor do que o diâmetro da partícula e, portanto, a viscosidade (μ) deixa de ser uma grandeza característica, assim como Re_* . A única forma disto ocorrer é quando:

$$\tau_{*c} = f'(Re_{*c}) \Rightarrow \tau_{*c} = const'$$

Através do diagrama de Shields, $const' \approx 0,06$. MEYER-PETER (1948) sugere o valor de 0,048 para $const'$. Contudo, o valor de 0,06 é, em geral, mais aceito.

- $5 < Re_* < 500$: esta região é correspondente ao escoamento dito de transição, onde o diâmetro da partícula e o tamanho da subcamada laminar são da mesma ordem de grandeza. Nesta região τ_{*c} atinge valor mínimo de aproximadamente 0,03 para um $Re_* \approx 10$.

Segundo SIMONS; SENTÜRK (1976), o limite para definir o início da região correspondente ao escoamento hidraulicamente rugoso é objetivo de discussões entre pesquisadores, sendo que alguns deles chegam a propor que τ_{*c} seja independente da viscosidade apenas para valores de Re_* superiores a 1000.

4.8.3. Método de Lane

LANE (1955) define um critério para determinação da tensão crítica de início de transporte sólido de fundo (τ_{0c}) em função do diâmetro do material (d), para projeto de canais de irrigação escoando águas “claras” (baixa concentração de material em suspensão) sobre fundo com material não coesivo. Para definir este critério Lane utilizou dados dos canais de *San Luis Valley* (Colorado, EUA) com grande variação nos tamanhos das partículas.

A Figura 4.15 compara os resultados obtidos por Lane, com aqueles obtidos por Shields:

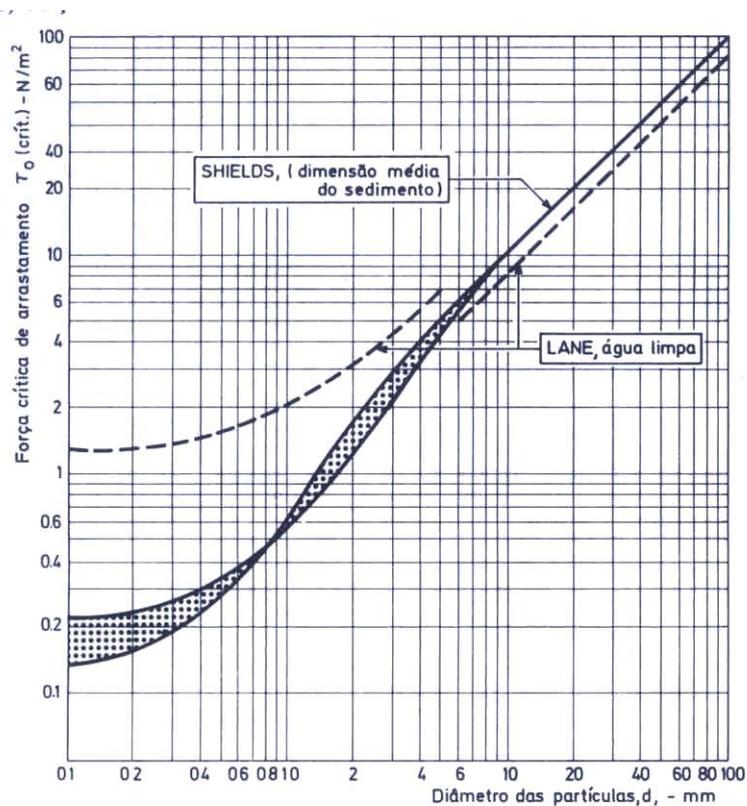


Figura 4.15 – Comparação do critério de Lane com a curva de Shields. Fonte: LENCASTRE (1983).

Para materiais grosseiros, a curva de Lane varia linearmente com o diâmetro, de modo bem similar ao proposto por Shields (neste trecho há uma proximidade grande entre os resultados obtidos pelos dois autores). Neste trecho a tensão crítica é independente de Re^* (escoamento hidraulicamente rugoso), e de acordo com Lane pode ser aproximado pela seguinte relação:

$$\tau_{0c} = 0,754 \cdot d_{75} \quad (4.146)$$

Com: τ_{0c} (N/m²) d_{75} (mm)

A faixa de variação de vazão e declividade para a qual foi obtida esta relação é:

➤ $Q = 0,48$ a $42,5$ m³/s;

➤ $i = 7,9 \cdot 10^{-4}$ a $96,6 \cdot 10^{-4}$ m/m.

Deve-se observar que para valores menores de diâmetro há uma discrepância grande entre os valores obtidos pelos dois autores.

4.8.4. Método de Gessler

Considerando o efeito do encouraçamento do fundo em canais com granulometria estendida (conforme explicado no item 4.8.1), GESSLER (1971) *apud* MAZA; GARCÍA (1995) propôs um método para determinação da condição de encouraçamento máxima (condição crítica de estabilidade), no qual considerou o caráter aleatório da turbulência de uma corrente, bem como os resultados experimentais do material sólido arrastado e daquele que formava a couraça.

4.8.4.1 Probabilidade de uma partícula fazer parte da couraça

Baseado nestas premissas, o autor descreveu a probabilidade de uma partícula sólida do fundo, com tamanho qualquer d , fazer parte da couraça, através da seguinte expressão:

$$q_{c,d} = \varphi \left(\frac{\tau_{0i}}{\tau_0} < \frac{\tau_{c,d}}{\tau_0} \right) = \varphi' \left(\frac{\tau_{c,d}}{\tau_0} \right) \quad (4.147)$$

Na qual:

- $q_{c,d}$: probabilidade de uma partícula de diâmetro d não ser arrastada pelo escoamento (ou ainda, de fazer parte da couraça);
- τ_{0i} : tensão de arraste instantânea sobre o fundo do canal;
- τ_0 : tensão de arraste média sobre o fundo;

➤ $\tau_{c,d}$: tensão crítica para movimentação de uma partícula de diâmetro d .

Para definição de $\tau_{c,d}$ o autor recomenda o critério de Shields, sugerindo ainda o uso da equação proposta por Meyer-Peter e Müller para o regime turbulento rugoso, conforme visto no item 4.8.2.2:

$$\tau_{c,d} = 0,047 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot d$$

A eq.(4.147) ainda pode ser interpretada como a probabilidade de impedir que a tensão de arraste seja maior que a tensão crítica, para um dado diâmetro de partícula, ou seja:

$$q_{c,d} = p \left[\frac{\tau_0}{\tau_{c,d}} \leq 1 \right] \quad (4.148)$$

Baseado em seus resultados experimentais, Gessler encontrou uma distribuição de probabilidades que poderia ser aproximada pela distribuição normal, de modo a obter a seguinte expressão:

$$q_{c,d} = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot \int_{-\infty}^z e^{-z^2/2} dz \quad (4.149)$$

Sendo:

$$z = \frac{\frac{\tau_c}{\tau_0} - 1}{0,57} \quad (4.150)$$

Na qual:

- z é uma variável aleatória padronizada de uma distribuição normal cuja média é igual a 1 e o desvio-padrão é igual a 0,57.

De acordo com a distribuição de probabilidades proposta acima, pode-se determinar algumas condições:

- Caso $\tau_0 = \tau_{c,d}$ (tensão provocada pelo escoamento igual à tensão crítica de um dado sedimento com diâmetro d): a probabilidade da partícula com tamanho d fazer parte da couraça é 0,5;
- Caso $\tau_0 = 0,5 \cdot \tau_{c,d}$: a probabilidade da partícula fazer parte da couraça é de 0,96;
- Caso $\tau_0 = 2 \cdot \tau_{c,d}$: a probabilidade da partícula fazer parte da couraça é de 0,04.

4.8.4.2 Granulometria do material da couraça

Conhecida a probabilidade de um dado diâmetro de material fazer parte da couraça, é possível determinar a distribuição granulométrica do material da couraça em função da granulometria do material original, que pode ser expressa através da seguinte equação:

$$P_0(d) = \int_{d_{\min}}^d p_o(y) dy \quad (4.151)$$

Na qual:

- P_0 é a probabilidade (ou frequência acumulada da distribuição granulométrica apresentada na Figura 4.3) de uma partícula pertencente ao material original do leito ter diâmetro menor ou igual a d ;
- p_o é a função densidade de probabilidade dos diâmetros das partículas do material original do leito (probabilidade de uma partícula ter diâmetro entre $d-dy$ e $d+dy$);

➤ y é uma variável de integração.

Assim, a distribuição granulométrica do material que forma a couraça pode ser escrita como:

$$P_c(d) = \frac{\int_{d_{\min}}^d q_{c,d} \cdot p_0(y) dy}{\int_{d_{\min}}^{d_{\max}} q_{c,d} \cdot p_0(y) dy} \quad (4.152)$$

Na qual P_c fornece a distribuição acumulada do material que compõe a couraça. Os diâmetros d_{\min} e d_{\max} referem-se ao material original do leito.

Analogamente, a distribuição granulométrica do material arrastado pela corrente (P_a) é dada pela expressão:

$$P_a(d) = \frac{\int_{d_{\min}}^d (1 - q_{c,d}) \cdot p_0(y) dy}{\int_{d_{\min}}^{d_{\max}} (1 - q_{c,d}) \cdot p_0(y) dy} \quad (4.153)$$

4.8.4.3 Coeficiente de estabilidade

Gessler definiu um coeficiente que permite avaliar quando o fundo do canal pode ser considerado estável, levando-se em conta o efeito do encouraçamento. O objetivo deste coeficiente é considerar o efeito de cada grão na determinação da condição de estabilidade, e não apenas definir um tamanho representativo do material do leito para obtenção desta condição.

O coeficiente de estabilidade (CE_G) é dado pela expressão:

$$CE_G = \frac{\int_{d_{\min}}^{d_{\max}} q_{c,d}^2 \cdot p_0(y) dy}{\int_{d_{\min}}^{d_{\max}} q_{c,d} \cdot p_a(y) dy} \quad (4.154)$$

Os diâmetros d_{min} e d_{max} referem-se ao material original do leito. Além disso, p_a é a função densidade de probabilidade definida como:

$$p_a(y) = \frac{dP_a(y)}{dy} \quad (4.155)$$

Gessler determinou a partir de resultados de laboratório que a máxima tensão de arraste a que pode estar exposto um material de granulometria não uniforme ocorre para $CE_G = 0,5$ aproximadamente. Assim, o autor definiu:

- $CE_G > 0,5 \Rightarrow$ todo fundo estável;
- $CE_G < 0,5 \Rightarrow$ erosão contínua até que o fundo se estabilize com outra declividade (reduzindo a tensão de arraste);

4.8.4.4 Recomendações para aplicação do método

GESSLER (1971) *apud* MAZA; GARCÍA (1995) recomenda os seguintes critérios para definição da tensão crítica de estabilidade do material do leito:

- Para $\sigma_g > 3$: $CE_G = 0,65$ (Coeficiente de segurança de 1,3)
- Para $\sigma_g < 3$: $\tau_{0c} = 0,024 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot d_{95}$ (4.156)

O autor não recomenda considerar o efeito de encouraçamento de fundo para $\sigma_g < 3$ (material muito uniforme). Neste caso, a condição de estabilidade passa a ser o início de movimentação do sedimento com diâmetro representativo do material do leito (o autor adotou d_{95}), ou seja, para $\sigma_g < 3$ deve adotar-se uma solução semelhante às apresentadas nos métodos de Shields (item 4.8.2) ou Lane (4.8.3).

4.8.5. Método de Maza e García (simplificação do Método de Gessler)

Conforme fica claro da exposição apresentada no item 4.8.4, a aplicação prática para determinação da condição de encouraçamento máximo de um leito com material de granulometria estendida através do Método de Gessler torna-se muito complicada, pois, mesmo que se considerem intervalos discretos para as distribuições granulométricas, a solução exige aplicação de iterações sucessivas.

Por esse motivo, MAZA; GARCÍA (1986) propõe um método simplificado para determinação do esforço crítico correspondente ao encouraçamento máximo e também para determinar a composição granulométrica da couraça.

Assim, supondo uma distribuição log-normal do material original de fundo os autores propõe:

$$\text{➤ } \sigma_g \geq 3 \Rightarrow \tau_{0c} = 0,028 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot d_{50} \cdot \sigma_g^{2,042} \quad (4.157)$$

$$\text{➤ } \sigma_g < 3 \Rightarrow \tau_{0c} = 0,035 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot d_{50} \cdot \sigma_g^{1,823} \quad (4.158)$$

Maza e García recomendam que, para uso destas equações em projeto de canais, seja utilizado um fator de segurança de 1,5 no valor obtido para a tensão crítica, ou seja:

$$\tau_{0c,proj} = \frac{\tau_{0c}}{1,5} \quad (4.159)$$

A curva granulométrica aproximada para a couraça máxima é dada pelas relações:

$$d_{84,c} = 0,723 \cdot d_{50} \cdot \sigma_g^{2,32} \quad (4.160)$$

$$d_{70,c} = 0,674 \cdot d_{50} \cdot \sigma_g^{2,03} \quad (4.161)$$

$$d_{50,c} = 0,676 \cdot d_{50} \cdot \sigma_g^{1,50} \quad (4.162)$$

$$d_{30,c} = 0,757 \cdot d_{50} \cdot \sigma_g^{0,695} \quad (4.163)$$

$$d_{10,c} = 0,858 \cdot d_{50} \cdot \sigma_g^{-0,086} \quad (4.164)$$

O sub-índice “c” ao lado do algarismo significa que esta é a distribuição granulométrica do material pertencente à couraça máxima.

4.8.6. Métodos baseados na Velocidade Crítica (U_c)

Os métodos apresentados a seguir procuram definir uma velocidade média do escoamento (U_c) que seja crítica para o início do movimento de partículas de um dado diâmetro “ d ”.

NEILL (1968) *apud* GARDE; RANGA RAJU (1978) procurou relacionar os seguintes

adimensionais: $\frac{U_c}{\sqrt{\frac{\Delta\gamma_s}{\gamma} \cdot g \cdot d}}$; $\frac{h}{d}$. Para o escoamento turbulento rugoso, o autor obteve

a seguinte relação:

$$\frac{U_c}{\sqrt{\frac{\Delta\gamma_s}{\gamma} \cdot g \cdot d}} = 1,414 \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^{1/6} \quad (4.165)$$

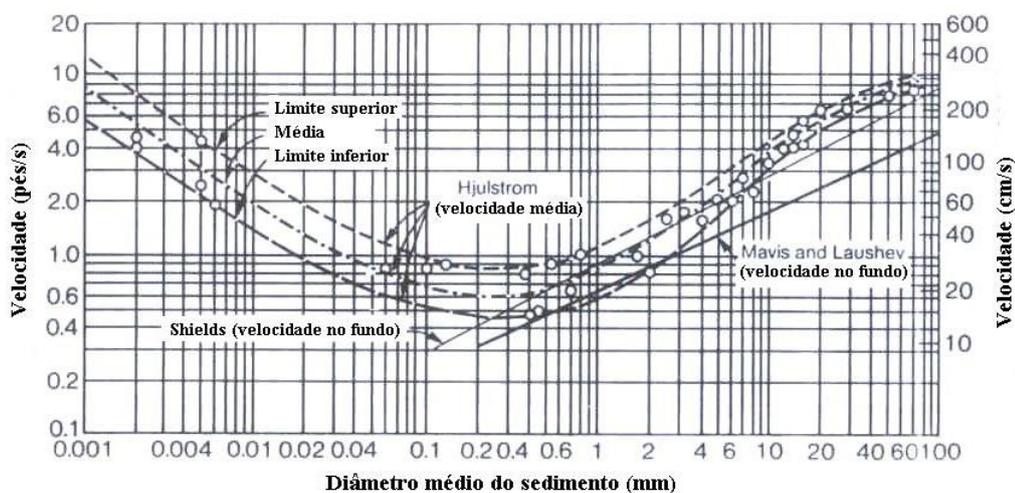
GARDE (1970) analisando dados disponíveis sobre condições críticas de início de movimento para escoamentos turbulentos rugosos obteve que o valor de velocidade junto ao fundo ($u_{b,c}$) capaz de iniciar o movimento seria:

$$\frac{u_{b,c}}{\sqrt{\frac{\Delta\gamma_s}{\gamma} \cdot g \cdot d}} = 1,51 \quad (4.166)$$

Em termos de velocidade média, a expressão proposta pelo autor seria:

$$\frac{U_c}{\sqrt{\frac{\Delta\gamma_s}{\gamma} \cdot g \cdot d}} = 0,50 \cdot \log\left(\frac{h}{d}\right) + 1,63 \quad (4.167)$$

A ASCE (1967) apresentou uma relação gráfica entre a velocidade do escoamento (no fundo ou média, dependendo do autor) e o diâmetro médio do sedimento. As curvas do gráfico são baseadas nos trabalhos de vários autores e podem ser aplicadas para escoamentos com profundidades superiores a 1,0m.



**Figura 4.16 – Velocidade crítica em função do diâmetro do sedimento – ASCE (1967).
Fonte: CHANG (1988).**

“A crítica que se faz a métodos como estes, é que a velocidade não é suficiente para fornecer informações sobre o início de movimento. Sabe-se que dois escoamentos com a mesma tensão de atrito sobre o leito, granulometrias idênticas e as mesmas distribuições de velocidades, podem assumir velocidades médias distintas se as

profundidades forem diferentes. Torna-se necessário, então, identificar as profundidades. Por esse motivo, é aconselhável que se utilize um critério de tensão crítica de cisalhamento, sempre que possível” (RAMOS, 1984).

4.9. Equações para estimativa do Transporte Sólido

Atualmente existem inúmeros métodos que permitem quantificar o transporte de sedimentos em canais. Cada um deles serve para calcular um dos tipos de transporte sólido mencionados no item 4.3.

Muitas vezes, dependendo do tipo de estudo que esteja sendo realizado em um rio, não é necessário conhecer o transporte total de sedimentos, ou, detalhadamente, cada um dos tipos de transporte que ocorrem. Na verdade, cada tipo de projeto tem sua peculiaridade e o tipo de transporte sólido que precisa ser estimado varia de um caso para o outro. A Tabela 4.8 mostra alguns exemplos.

Tabela 4.8 – Tipos de transporte sólido a serem estimados de acordo com o estudo em canais. Fonte: MAZA; GARCÍA (1995).

ESTUDO REALIZADO	TRANSPORTE A ESTIMAR
Tempo de enchimento de um reservatório	g_{SBC} ou g_{SB}
Tempo de enchimento de um grande reservatório	g_{ST}
Erosão a jusante de barragens	g_{SB}
Estabilidade de canais e retificações	g_{SBC} ou g_{SB}
Derivações de rios para canais de irrigação	g_{SBS}
Derivações de rios para estações de tratamento	g_{SBS} e g_{SL}
Obras de proteção contra inundações	
Diques de proteção	g_{SB}
Desvios Temporários	g_{SBS} e g_{SL}
Canais de alívio	g_{SBS}
Bombeamento direto de um rio	g_{SBS}
Tanques de sedimentação	g_{SBC} ou g_{SB}
Projetos de canais sem arraste	$g_{SBC} = 0$
Estudos de erosão e sedimentação em rios	g_{SBC} ou g_{SB}

Lembrando que:	g_{SBC}	Transporte pela "capa" de fundo
	g_{SBS}	Transporte de fundo em suspensão
	g_{SB}	Transporte total de fundo
	g_{SL}	Carga de lavagem
	g_{ST}	Transporte sólido total

Analisando as informações da Tabela 4.8, pode-se notar que para os estudos de canais escoando sobre leitos aluvionares o transporte de fundo, seja pela “capa” ou em suspensão, é o tipo mais importante a ser estimado, sendo que a carga de lavagem fica em segundo plano.

Para facilitar a aplicação em projetos, optou-se por agrupar os métodos para determinação de transporte sólido de acordo com o tipo de transporte que permitem estimar. A divisão de grupos apresentada a seguir segue a proposta de MAZA; GARCÍA (1995).

- GRUPO I – Métodos para estimar o transporte sólido pela “capa” de fundo: Neste grupo foram incluídos os métodos de: DU BOYS (1879), SHIELDS (1936) e

MEYER-PETER; MÜLLER (1948). Todos estes métodos são empíricos. Segundo MAZA; GARCÍA (1995), como estes métodos foram desenvolvidos antes de 1950, quando Einstein introduziu o conceito de “capa” de fundo, não levam em conta a espessura da capa. Além disso, é possível que, em alguns experimentos, o transporte de fundo em suspensão tenha sido computado juntamente com o transporte pela “capa”, o que resultou em dados referentes ao transporte total de fundo;

- GRUPO II – Métodos para estimar o transporte sólido total de fundo: Neste grupo foram incluídos os métodos de: ENGELUND; HANSEN (1967), ACKERS; WHITE (1973); RANGA RAJU *et al.* (1981);
- GRUPO III – Métodos para estimar o transporte sólido total de fundo, separando as parcelas correspondentes à “capa” de fundo e à suspensão: Neste grupo foram incluídos os métodos de: CHANG *et al.* (1967); VAN RIJN (1984a, b). Para aplicação dos métodos pertencentes a este grupo, além do conhecimento das características físicas do material de fundo, necessitam-se também conhecer as características físicas do material em suspensão e sua concentração (em pelo menos um ponto situado a uma distância conhecida do fundo).

Antes de apresentar os métodos propriamente ditos cabe uma importante observação: conforme explicado no item 4.3, a carga de lavagem é formada por um material muito fino transportado em suspensão. Sua quantificação independe das características hidráulicas da corrente ou da composição do material do leito. Portanto, o único jeito de estimar esta parcela do transporte sólido é através de medições diretas em campo. Lembrando-se que, dos resultados obtidos nas amostras, deve ser separada a porção do material que está presente na curva granulométrica do material do leito, a fim de obter exclusivamente a parcela referente à carga de lavagem. Quando a composição granulométrica do material do leito é desconhecida, considera-se por convenção que é pertence ao material lavado a porção de sedimentos com diâmetros menores do que 0,062 mm.

4.9.1. GRUPO I – Transporte pela “capa” de fundo

4.9.1.1 Método de Du Boys – Straub

DU BOYS (1879) *apud* MAZA; GARCÍA (1995) estabeleceu pela primeira vez uma fórmula para estimar o transporte sólido por arraste de fundo em um canal. O modelo proposto pelo autor considerou que o material de fundo se move através de uma série de “ n_{DB} ” camadas superpostas de espessura “ ϵ_{DB} ” da mesma ordem de magnitude do diâmetro das partículas que formam o fundo (supostamente com distribuição granulométrica uniforme). O autor ainda considerou que a variação de velocidades entre as camadas adjacentes era ΔV_s , sendo máxima a velocidade na camada superior (junto ao escoamento) e zero na camada inferior. O modelo imaginado pelo autor é esquematizado na Figura 4.17.

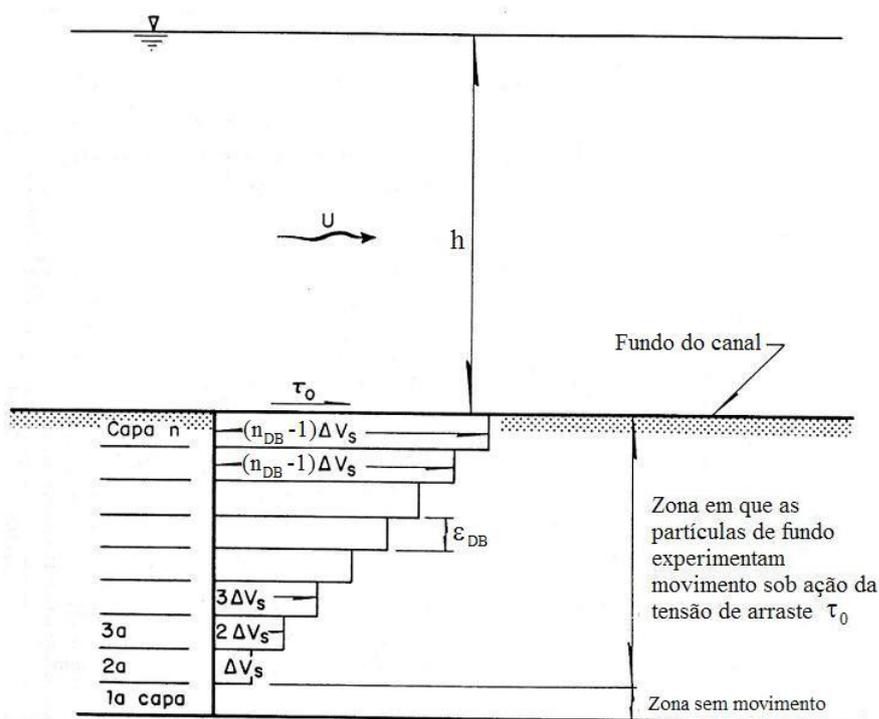


Figura 4.17 – Modelo de transporte por arraste de fundo segundo Du Boys. Fonte: MAZA; GARCÍA (1995).

De acordo com o modelo proposto, Du Boys escreveu a seguinte expressão para estimar o transporte sólido pela “capa” de fundo:

$$g_{SBC} = \frac{\gamma_s \cdot \Delta V_s \cdot (n_{DB} - 1) \cdot n_{DB} \cdot \varepsilon_{DB}}{2} \quad (4.168)$$

Para obter o número de camadas (n_{DB}) que se formam no leito, Du Boys imaginou que a resistência ao escoamento por unidade de área seria igual à tensão de cisalhamento sobre o leito (τ_0) e proporcional ao peso submerso do material, ou seja:

$$\tau_0 = C_{DB} \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot n_{DB} \cdot \varepsilon_{DB} \quad (4.169)$$

Isto significa que quando a camada é única ($n_{DB} = 1$), o material esta na condição crítica de início de movimento (τ_c), o que resulta em:

$$\tau_{0c} = C_{DB} \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot \varepsilon_{DB} \quad (4.170)$$

Dividindo-se a eq.(4.169) pela eq.(4.170) obtém-se o número de camadas:

$$n_{DB} = \frac{\tau_0}{\tau_{0c}} \quad (4.171)$$

E substituindo-se a eq.(4.171) na eq.(4.168) obtém-se:

$$g_{SBC} = \frac{\Delta V \cdot \varepsilon_{DB} \cdot \gamma_s}{2 \cdot \tau_c^2} \cdot [\tau_0 \cdot (\tau_0 - \tau_{0c})] \quad (4.172)$$

Ou ainda:

$$g_{SBC} = \chi_{DB} \cdot \gamma_s \cdot \tau_0 \cdot (\tau_0 - \tau_{0c}) \quad (4.173)$$

Sendo,

$$\chi_{DB} = \frac{\Delta V \cdot \varepsilon_{DB}}{2 \cdot \tau_c^2} \quad (4.174)$$

Embora o modelo da movimentação de material sólido de fundo proposto por Du Boys não represente corretamente a realidade, a equação desenvolvida pelo autor tem um caráter histórico muito importante. Isto porque, além de ser a primeira, serviu de base para muitos métodos empíricos criados mais tarde por outros autores, que preservaram em suas equações o mesmo tipo de estrutura. Alguns autores preferiram substituir a tensão de arraste e a tensão crítica, no termo “ $\tau_0 \cdot (\tau_0 - \tau_{0c})$ ”, pela velocidade média e velocidade crítica, ou recomendar expoentes para o termo entre parêntesis, ou ainda, propuseram expressões para calcular o coeficiente χ_{DB} , mas, na essência, mantiveram a mesma estrutura da eq.(4.173).

STRAUB (1935) *apud* MAZA; GARCÍA (1995), por exemplo, propôs a seguinte relação para cálculo do transporte de sedimentos por arraste de fundo:

$$g_{SBC} = \frac{0,01003}{d_{50}^{3/4}} \cdot \tau_0 \cdot (\tau_0 - \tau_{0c}) \quad (4.175)$$

Além disso, Straub também propôs uma equação para estimativa da tensão crítica de início de transporte sólido:

$$\tau_{0c} = 41,8 \cdot d_{50}^{0,82} - 0,017 \cdot \ln(454 \cdot d_{50}) \quad (4.176)$$

As equações propostas por Straub não são dimensionalmente homogêneas, sendo que as unidades adequadas para as grandezas são: d_{50} (m) e τ_0 , τ_{0c} (kgf/m²).

A faixa de diâmetros de material sólido recomendado para aplicação do método de Straub é: $0,1 < d_{84} < 4,0$ mm.

4.9.1.2 Método de Shields

SHIELDS (1936) *apud* MAZA; GARCÍA (1995) apresentou uma fórmula para quantificar o arraste de fundo baseada nos resultados de seus experimentos sobre a tensão crítica de início de transporte sólido (Diagrama de Shields). A equação obtida pelo autor, escrita com a mesma estrutura da equação de Du Boys foi:

$$g_{SBC} = \frac{10 \cdot U \cdot \gamma}{d_{50} \cdot (\gamma_s - \gamma)^2} \cdot \tau_0 \cdot (\tau_0 - \tau_{0c}) \quad (4.177)$$

Segundo DÍAZ; MAZA (1986), quando $\tau^* > 0,3$ o transporte sólido estimado pela eq.(4.177) refere-se, na verdade, ao transporte sólido total de fundo, e não somente ao transporte pela “capa” de fundo. Somente para valores inferiores a este limite a parcela de transporte de fundo em suspensão é nula ou pequena o suficiente para ser negligenciada.

O método de Shields foi baseado em experimentos de laboratório realizados nas seguintes condições:

- Canais com largura entre 40 e 80 cm;
- Material sólido compondo o leito com as seguintes características:
 - $1060 \leq \gamma_s \leq 4250 \text{ kgf/m}^3$;
 - $1,56 \leq d_{50} \leq 2,47 \text{ mm}$.

4.9.1.3 Método de Meyer-Peter e Müller

Meyer-Peter e Müller realizaram uma série de experimentos em laboratório de 1932 a 1948, variando as características do material sólido que formava o leito, como o peso específico e a distribuição granulométrica (variando entre uniforme e razoavelmente

graduada). MEYER-PETER; MÜLLER (1948) publicaram um resumo de todos os ensaios e uma equação de carácter geral para estimar o transporte sólido por arraste de fundo:

$$g_{SBC} = 8 \cdot \gamma_s \cdot \sqrt{\frac{g \cdot \Delta \gamma_s \cdot d_m^3}{\gamma}} \cdot \left[\left(\frac{n'}{n} \right)^{3/2} \cdot \tau_* - 0,047 \right]^{3/2} \quad (4.178)$$

A eq.(4.178) é aplicável para canais de grande largura ($B \geq 40h$), valendo as seguintes observações:

- d_m é o diâmetro médio dado pela eq.(4.108);
- n' é a rugosidade devido ao grão, calculada como:

$$n' = \frac{d_{90}^{1/6}}{26} \quad (4.179)$$

- n é a rugosidade de Manning que pode ser calculada como:

$$n = \frac{1}{U} \cdot h^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (4.180)$$

Como foi determinada a partir de uma extensa faixa de dados, a eq.(4.178) tem sido amplamente aplicada em problemas práticos de engenharia.

Entre os ensaios realizados pelos autores, os parâmetros que intervêm nas equações tinham a seguinte faixa de variação:

- $0,4 \leq d_m \leq 30$ mm;
- Pesos específicos dos grãos (γ_s): 1250, 2680 e 4200 kgf/m³;
- $0,0004 \leq i \leq 0,020$ m/m;

- $0,01 \leq h \leq 1,20\text{m}$;
- $0,002 \leq Q \leq 4,0 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Seção do canal: 2,0 x 2,0 m;
- Comprimento do canal: 50,0m.

Recomenda-se aplicação do método para canais com leito de material granular (areia ou pedra) de diâmetro médio variando entre 0,2 mm e 30 mm.

4.9.2. GRUPO II – Transporte total de fundo

4.9.2.1 Método de Engelund e Hansen

ENGELUND; HANSEN (1967) *apud* SIMONS; SENTÜRK (1976) apresentaram uma equação para transporte sólido total de fundo baseada nos resultados de experimentos realizados em canais com leitos arenosos. Da análise dos resultados dos experimentos os autores obtiveram a seguinte expressão adimensional:

$$f \cdot \Phi_E = 0,1 \cdot \tau_*^{5/2} \quad (4.181)$$

Na qual:

- f é o fator de atrito, que segundo os autores pode ser definido pela seguinte expressão:

$$f = \frac{2 \cdot \tau_0}{\rho \cdot U^2} \quad (4.182)$$

- Φ_E é o parâmetro de transporte sólido de Einstein, definido pela eq.(4.119);
- τ_* é o parâmetro de Shields, definido pela eq.(4.116).

Substituindo as eqs.(4.119), (4.116) e (4.182) na eq.(4.181) e manipulando adequadamente os termos é possível escrever a seguinte expressão:

$$g_{SB} = 0,05 \cdot \gamma_s \cdot U^2 \cdot \tau_*^{3/2} \cdot \sqrt{\frac{d_{50} \cdot \gamma}{g \cdot \Delta\gamma_s}} \quad (4.183)$$

A equação foi desenvolvida a partir de resultados de ensaios realizados para as seguintes condições:

- Canais com largura de 2,44 m e 45,72 m de comprimento;
- Leito arenoso com: $0,19 \leq d_m \leq 0,93$ mm e $1,3 \leq \sigma_g \leq 1,6$;

Recomenda-se a aplicação do método para canais com leitos arenosos com $d_{50} > 0,15$ mm e $\sigma_g < 2,0$.

4.9.2.2 Método de Ackers e White

ACKERS; WHITE (1973) deduziram uma função de transporte total de fundo baseada em três parâmetros adimensionais:

- Parâmetro da partícula ou número de Yalin (d_*):

$$d_* = d \cdot \left(\frac{g \cdot \Delta\gamma_s}{\gamma \cdot \nu^2} \right)^{1/3} \quad (4.184)$$

Sendo que:

- $\sigma_g \leq 3 \Rightarrow d = d_{50}$;
- $\sigma_g > 3 \Rightarrow d = d_{35}$;

- Parâmetro de mobilidade do sedimento (F_*):

$$F_* = \frac{v_*^{n_{AW}}}{\sqrt{\frac{g \cdot \Delta \gamma_s \cdot d}{\gamma}}} \cdot \left[\frac{U}{\sqrt{32} \cdot \log\left(\frac{\alpha_{AW} \cdot h_m}{d}\right)} \right]^{1-n_{AW}} \quad (4.185)$$

As grandezas n_{AW} e α_{AW} são definidas adiante.

➤ Parâmetro de transporte sólido (G_*):

$$G_* = \frac{g_{SB}}{U \cdot \gamma_s \cdot d} \cdot \left(\frac{v_*}{U}\right)^{n_{AW}} \quad (4.186)$$

Além disso, os autores consideraram também que o parâmetro de transporte sólido era uma função de d_* e F_* . Através de uma série de dados, a função foi escrita como:

$$G_* = K_{AW} \cdot \left(\frac{F_*}{F_{*c}} - 1\right)^{m_{AW}} \quad (4.187)$$

Sendo F_{*c} o parâmetro de início de movimento ou número de mobilidade crítico. As grandezas K_{AW} e m_{AW} são definidas adiante.

Portanto, para determinar o transporte de sedimentos total de fundo (g_{SB}) deve-se seguir os seguintes passos:

➤ 1º Passo: Calcular d_* através da eq.(4.184);

➤ 2º Passo: A partir do valor de d_* existem três possibilidades:

$$\bullet \text{ Se } d_* > 60 \Rightarrow \begin{cases} n_{AW} = 1 \\ K_{AW} = 0,025 \\ F_{*c} = 0,17 \\ m_{AW} = 1,5 \end{cases} \quad (4.188)$$

- Se $d^* < 1 \Rightarrow$ Não se calcula a função de transporte sólido, pois os sedimentos são muito finos, podendo apresentar características coesivas;

$$\bullet \text{ Se } 1 \leq d^* \leq 60 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} n_{AW} = 1,00 - 0,56 \cdot \log d^* \\ \log K_{AW} = 2,86 \cdot \log d^* - (\log d^*)^2 - 3,53 \\ F_{*c} = \frac{0,23}{\sqrt{d^*}} + 0,14 \\ m_{AW} = \frac{9,66}{d^*} + 1,34 \\ \alpha_{AW} = 10 \end{array} \right. \quad (4.189)$$

- 3º Passo: Calcular F^* através da eq.(4.185):
- 4º Passo: Calcular G^* através da eq.(4.187)
- 5º Passo: Calcular g_{SB} através da eq.(4.186), que resulta em:

$$g_{SB} = G_* \cdot U \cdot \gamma_s \cdot d \cdot \left(\frac{U}{v_*} \right)^{n_{AW}} \quad (4.190)$$

Para determinação de α_{AW} , os dados utilizados pelos autores incluíam sedimentos com diâmetros variando entre 6,22 e 29,1 mm. As demais grandezas n_{AW} , m_{AW} , F_{*c} e K_{AW} utilizaram mais de 900 dados de experiências em canais de laboratório e cursos d'água naturais para calibração.

Recomenda-se que o método de Ackers e White seja aplicado para casos em que $1 < d^* < 100$, a fim de evitar que os sedimentos tenham propriedades coesivas ($d^* < 1$), e porque os dados eram escassos para valores acima desta faixa.

Além disso, o método aplica-se bem ao regime inferior (rugas, dunas ou leito plano sem movimentação de sedimentos), o que corresponde aproximadamente à relação $Fr \leq 0,8$.

4.9.2.3 Método de Ranga Raju, Garde e Bhardwaj

RANGA RAJU *et al.* (1981) propuseram uma equação para quantificar o transporte sólido total de fundo, que pode ser expressa do seguinte modo:

$$g_{SB} = 60 \cdot \gamma_s \cdot \sqrt{g \cdot \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) \cdot d_m^3} \cdot \frac{R_h^{3 \cdot m_{RG}}}{R_h^{13 \cdot (m_{RG} - 1)}} \quad (4.191)$$

Na qual:

- m_{RG} é função do adimensional definido pela razão entre a velocidade de atrito e a velocidade de queda do sedimento de diâmetro médio (ω_m)¹:

$$\begin{cases} \frac{v_*}{\omega_m} \leq 0,5 \Rightarrow m_{RG} = 0 \\ \frac{v_*}{\omega_m} \geq 0,5 \Rightarrow m_{RG} = 0,2 \cdot \frac{v_*}{\omega_m} - 0,10 \end{cases} \quad (4.192)$$

- R'_h é o raio hidráulico devido ao grão, que pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$R'_h = R_h \cdot \left(\frac{n'}{n} \right)^{1,5} \quad (4.193)$$

- n' e n podem ser calculados através das eqs.(4.179) e (4.180), respectivamente.

4.9.3. GRUPO III – Transporte total de fundo, calculando separadamente o transporte pela “capa” de fundo e o transporte de fundo em suspensão

Antes de apresentar os métodos que quantificam o transporte sólido total através da soma das parcelas do transporte pela “capa” de fundo (g_{SBC}) e transporte de fundo em

¹ A velocidade de queda de qualquer diâmetro pode ser estimada através do gráfico da Figura 4.2 ou através da eq.(4.107). O diâmetro médio é calculado através da eq.(4.108).

suspensão (g_{SBS}), é importante fazer algumas observações sobre o transporte de sedimentos em suspensão num escoamento em canais.

O mecanismo físico que explica o transporte de sedimentos em suspensão denomina-se difusão turbulenta, que é o mesmo princípio que ocorre com uma determinada quantidade de corante injetado num ponto de um escoamento turbulento. O corante caminha para jusante, aumentando de volume e misturando-se ao escoamento até diluir-se por completo. Isto ocorre por que as flutuações turbulentas de velocidade carregam o fluido misturado com o corante para uma região de baixa concentração, ou ao contrário, trazem o fluido de baixa concentração para misturar-se com o de alta concentração (de corante). Portanto, a difusão turbulenta atua sempre no sentido de diminuir a concentração, procurando igualá-la em toda região. O mesmo princípio físico que ocorre com o corante é válido para os sedimentos carregados pela corrente.

4.9.3.1 Distribuição da Concentração de Sedimentos – Fórmula de Rouse

Considere um escoamento bidimensional permanente e uniforme, no qual a velocidade principal é direcionada para jusante (eixo x) e não há velocidade média temporal na direção vertical (eixo y). Assim, adotando-se a mesma notação apresentada no capítulo 3 para os fluxos turbulentos, a velocidade instantânea pode ser escrita nas direções x e y como:

$$u(y) = u_m(y) + u' \quad (\text{Fluxo principal})$$

$$v(y) = 0 + v' \quad (\text{Fluxo na direção } y)^1$$

Relembrando que: u_m é a parcela da velocidade média temporal na direção de jusante que varia com a profundidade; u' e v' são as parcelas referentes às flutuações turbulentas de velocidade.

¹ Embora só haja velocidade média temporal na direção x , as flutuações turbulentas ocorrem nas direções y e z . Só a direção y é considerada na análise (escoamento bidimensional).

Neste modelo de escoamento a variação na concentração de sedimentos e a difusão turbulenta ocorrem apenas na direção vertical, ou seja, não há variações destas grandezas na direção de jusante. A distribuição desta concentração de sedimentos é máxima próxima ao fundo e vai diminuindo em direção à superfície por efeito das forças gravitacionais, conforme indicado na Figura 4.18.

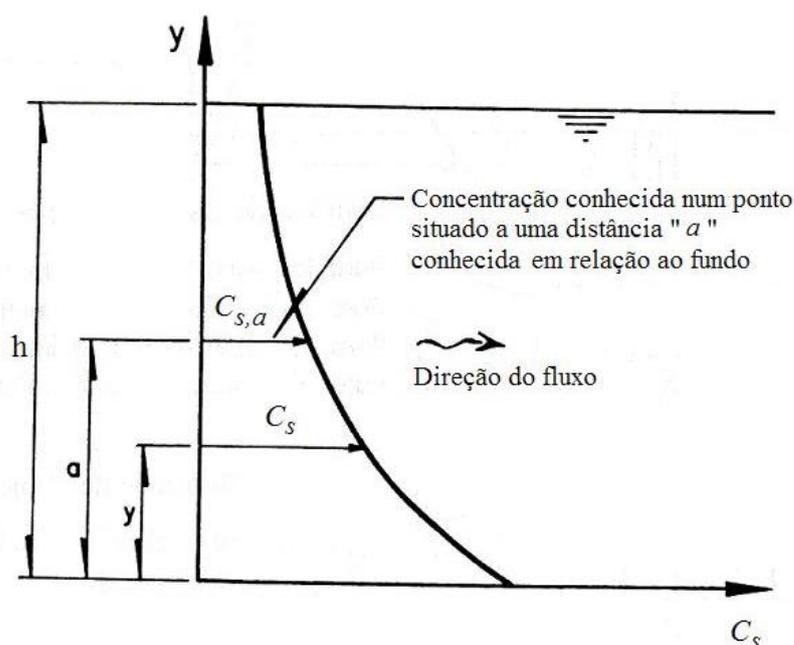


Figura 4.18 – Distribuição da concentração de sedimentos. Fonte: MAZA; GARCÍA (1995).

Analogamente ao tratamento adotado para a velocidade, num fluxo turbulento é possível escrever a concentração de sedimentos instantânea num dado ponto da vertical como:

$$C_s(y) = C_{sm}(y) + C'_s \quad (4.194)^1$$

Na qual:

¹ A concentração de sedimentos pode ser expressa em unidades de volume (m^3/m^3) ou de peso por volume (kgf/m^3).

- $C_s(y)$: concentração de sedimentos instantânea para uma dada profundidade y ;
- $C_{sm}(y)$: média temporal da concentração de sedimentos para uma dada profundidade y ;
- C'_s : flutuações turbulentas da concentração de sedimentos.

Através de uma área horizontal ($dx \cdot dz$), o transporte vertical de sedimentos está associado ao fluxo na direção vertical, dado por: $v' \cdot dx \cdot dz$. Portanto, o transporte instantâneo por unidade de área é: $v' \cdot C_s(y)$. A média temporal deste transporte pode ser escrita como:

$$q_{as,y} = \overline{v' \cdot C_{sm}} + \overline{v' \cdot C'_s} \quad (4.195)$$

Na qual $q_{as,y}$ é a média temporal da vazão sólida em volume por unidade de área (para C_s dado em m^3/m^3 no SI).

Como a média temporal de v' é nula e C_{sm} não varia com o tempo, então a primeira parcela da eq.(4.195) é igual a zero. Se a concentração de sedimentos em toda profundidade fosse uniforme, o termo $\overline{v' \cdot C'_s}$ também seria nulo. Mas conforme mostrado na Figura 4.18, existe um gradiente de concentração de partículas sólidas na vertical, que diminui em direção à superfície, e, portanto, embora separadamente as médias temporais de v' e C'_s sejam nulas, o produto não será.

De fato, no escoamento permanente existe um predomínio das flutuações turbulentas ascendentes sobre as descendentes, ou seja, há maior probabilidade de ocorrência de $v' > 0$ associado a $C'_s > 0$ ou $v' < 0$ associado a $C'_s < 0$, resultando num produto positivo. Em outras palavras, o fluxo de sedimentos ascendente prevalece sobre o fluxo descendente em virtude do efeito da turbulência do escoamento.

Assume-se que a taxa de transporte por unidade de área é proporcional ao gradiente de concentração:

$$q_{as,y} \propto -\frac{dC_{sm}}{dy} \quad (4.196)$$

O sinal negativo denota que o transporte ocorre na direção de diminuição da concentração, ou seja, fluxo ascendente de sedimentos. O fator de proporcionalidade é dado pelo coeficiente de difusão para transferência de massa (ε_s):

$$q_{as,y} = \varepsilon_s \cdot \frac{dC_s}{dy} \quad (4.197)^1$$

Como há uma tendência do fluxo a manter permanente a distribuição de concentração ao longo da vertical, o transporte de sedimentos ascendente devido aos efeitos turbulentos deve ser balanceado por um fluxo sólido descendente, que no caso é provocado pelas forças gravitacionais, ou seja:

$$\omega \cdot C_s + \varepsilon_s \cdot \frac{dC_s}{dy} = 0 \quad (4.198)$$

Para obter a variação na concentração de sedimentos na vertical o coeficiente ε_s precisa ser expresso em termos de variáveis apropriadas. ROUSE (1937) *apud* MAZA; GARCÍA (1995) faz uma analogia entre este coeficiente e o coeficiente de transferência de quantidade de movimento (ε_m), que relaciona a tensão de arraste com o gradiente de velocidades num escoamento turbulento:

$$\tau = \rho \cdot \varepsilon_m \cdot \frac{du}{dy} \quad (4.199)$$

Igualando a eq.(4.199) com a eq.(3.26), obtém-se:

¹ De agora em diante, por simplicidade de notação, C_{sm} será indicado como C_s .

$$\varepsilon_m = v_*^2 \cdot \frac{\left(\frac{h-y}{h}\right)}{\frac{du}{dy}} \quad (4.200)$$

Rouse admitiu como hipótese que: $\varepsilon_s = \varepsilon_m$. Assim, substituindo-se na eq.(4.200) o gradiente de velocidades em y pela lei de distribuição de velocidades de Prandtl-von Karman, dado pela eq.(3.44), e trocando ε_m por ε_s , resulta em:

$$\varepsilon_s = \chi \cdot v_* \cdot \frac{y}{h} \cdot (h-y) \quad (4.201)$$

Com a função que descreve ε_s é possível solucionar a eq.(4.198), integrando-a de uma profundidade qualquer a , onde se conheça a concentração de sedimentos ($C_{s,a}$), até um ponto qualquer y onde se deseja conhecer a concentração. Obtém-se:

$$\ln C_s - \ln C_{s,a} = -\omega \cdot \int_a^y \frac{1}{\varepsilon_s} dy \quad (4.202)$$

Substituindo-se a eq.(4.201) na eq.(4.202) resulta em:

$$\frac{C_s}{C_{s,a}} = \left[\left(\frac{h-y}{y} \right) \cdot \left(\frac{a}{h-a} \right) \right]^Z \quad (4.203)$$

Na qual:

$$Z = \frac{\omega}{\chi \cdot v_*} \quad (4.204)$$

A eq.(4.203) é conhecida como fórmula de Rouse para determinar a distribuição da concentração de sedimentos ao longo de uma vertical no escoamento em canais. O expoente Z é também conhecido como coeficiente de Rouse.

Diversos autores utilizam equações semelhantes à fórmula de Rouse para avaliação do transporte de sedimentos em suspensão. Uma modificação muito comum é empregada admitindo-se que ε_s não é igual ε_m , mas existe uma relação de proporcionalidade entre eles dada pelo coeficiente β_{sm} :

$$\varepsilon_s = \beta_{sm} \cdot \varepsilon_m \quad (4.205)$$

Os métodos de CHANG *et al.* (1967) *apud* MAZA; GARCÍA (1995) e VAN RIJN (1984b) apresentados nos itens 4.9.3.4 e 4.9.3.5, respectivamente, utilizam esta alteração para determinar equações para distribuição da concentração de sedimentos semelhantes à fórmula de Rouse.

Pela eq.(4.203) pode-se observar que para obter a concentração de sedimentos em qualquer profundidade, é necessário conhecer a concentração de sedimentos em algum ponto de distância a conhecida em relação ao fundo, denominada concentração de referência ($C_{s,a}$). Esta concentração de referência pode ser obtida através de medições diretas em campo ou por algum método que estime seu valor baseado nos parâmetros hidráulicos do escoamento e nas propriedades do material sólido do leito.

Os modelos para previsão da distribuição da concentração de sedimentos ao longo da profundidade podem estimar a concentração com diferenças da ordem de 5% entre valores medidos e calculados, caso a $C_{s,a}$ seja obtida com precisão.

4.9.3.2 Distribuição da Concentração de sedimentos – Fórmula de Chiu

CHIU *et al.* (2000) propuseram uma equação para descrever a distribuição da concentração de sedimentos ao longo da profundidade baseada no princípio da maximização da entropia, conforme apresentado no item 3.6. Os autores basicamente

aproveitaram os resultados obtidos por Chiu na modelação da distribuição de velocidades de um escoamento¹.

Considerando a hipótese de que $\varepsilon_s = \beta_{sm} \cdot \varepsilon_m$, sendo ε_m dado pela eq.(4.199), os autores integraram a eq.(4.198) para determinar a seguinte expressão geral para a distribuição da concentração de sedimentos:

$$\frac{C_s}{C_{s,0}} = \exp \left[- \frac{\omega_s}{\beta_{sm} \cdot v_*^2} \cdot \int_0^h \left(\frac{\tau}{\tau_0} \right)^{-1} \cdot \frac{du}{dy} dy \right] \quad (4.206)$$

Na qual:

- $C_{s,0}$ é a concentração de sedimentos junto ao fundo ($y=0$);
- τ_0 é a tensão de arraste junto ao fundo.

A eq.(4.206) é uma forma geral de escrever a fórmula de Rouse. A diferença é que ao invés de utilizar a distribuição de velocidades de Prandtl-von Karman, os autores utilizaram a equação obtida por Chiu, dada pela eq.(3.83). Relembrando:

$$\frac{u}{u_{\max}} = \frac{1}{M} \cdot \ln \left[1 + (e^M - 1) \cdot \frac{\xi - \xi_0}{\xi_{\max} - \xi_0} \right] \quad (3.83)$$

Substituindo esta distribuição de velocidades na eq.(4.206) e considerando também a eq.(3.26) para a tensão de arraste, obtém-se o seguinte resultado:

¹ A determinação das equações e a explicação das principais grandezas físicas envolvidas no modelo de distribuição de velocidades de Chiu encontram-se detalhadas no item 3.6.

$$\frac{C_s}{C_{s,0}} = \left[\frac{1 - \frac{y}{h}}{1 + (e^M - 1) \cdot \frac{y}{h}} \right]^{Z_c} \quad (4.207)$$

Sendo:

$$Z_c = \left(\frac{1 - e^{-M}}{M \cdot \phi} \right) \cdot \left(\frac{\omega_s \cdot U}{\beta_{sm} \cdot v_*^2} \right) \quad (4.208)$$

A eq.(4.207) é uma expressão simplificada da distribuição da concentração de sedimentos ao longo da profundidade, que tem validade para a seguinte condição:

$\xi = \frac{y}{h}$ (válida para canais de grande largura). Uma expressão geral poderia ser obtida através da substituição da equação completa da coordenada ξ , dada pela eq.(3.80).

4.9.3.3 Equação geral para cálculo do transporte em suspensão

Determinada a distribuição da concentração de sedimentos, o transporte de partículas em suspensão ao longo de uma vertical (para um escoamento bidimensional, permanente e uniforme) pode ser determinado a partir da seguinte expressão:

$$g_{SBS} = \int_a^h u \cdot C_s dy \quad (4.209)^1$$

Na qual:

- C_s é a concentração de sedimentos transportados pela corrente num ponto qualquer da vertical, dado em unidades de peso por volume (kgf/m^3 ou N/m^3);

¹ Deve-se lembrar que o material de lavagem também é transportado em suspensão no escoamento. Contudo, esta análise está interessada apenas na carga proveniente do fundo do canal, que depende das características hidráulicas da corrente e das propriedades do material sólido de fundo para ser quantificada.

➤ u é a velocidade num ponto qualquer da vertical (m/s).

Como o objetivo é calcular o transporte em suspensão, o limite inferior a definido para cálculo da eq.(4.209) deve corresponder à fronteira superior que define a denominada “capa” de fundo. O limite superior foi definido como a superfície livre do escoamento, já que, em geral, deseja-se calcular o transporte em suspensão ao longo de toda seção.

O transporte pela “capa” de fundo dá-se por arraste, rolamento ou saltitação. Contudo, dependendo do estágio do escoamento, algumas destas partículas podem ser transportadas acima da “capa”, incorporando-se ao transporte em suspensão. Alguns autores através de adimensionais tentam definir o estágio para qual só ocorre transporte pela “capa” de fundo. Um adimensional muito utilizado para este fim relaciona à velocidade de atrito com a velocidade de queda do sedimento, e cada pesquisador (dependendo de seus resultados experimentais) propõe diferentes limites para esta relação. Uma relação média obtida a partir de diversos trabalhos é proposta por MAZA; GARCÍA (1995):

$$0,25 \leq \frac{v_*}{\omega} \leq 2,0$$

Ou seja, dentro desta faixa de valores estaria a condição crítica para início do transporte de fundo em suspensão.

É importante ressaltar que, embora seja importante distinguir o transporte em suspensão do transporte pela “capa” de fundo, pois se tratam de fenômenos governados por leis diferentes, realizar esta tarefa em problemas práticos não é simples. Por exemplo, existem diversos critérios para estimar a espessura da “capa” de fundo ou o início do transporte de fundo em suspensão, cada autor propõe o seu baseado em resultados experimentais (ou ainda, em análises teóricas calibradas por resultados experimentais). Entretanto, deve-se lembrar que, além deste ser um modelo

idealizado¹, mesmo acima da “capa” de fundo, nem todo transporte em suspensão é proveniente do material sólido do leito, sendo que o material de lavagem pode significar parcela importante do transporte sólido num curso d’água.

De qualquer forma, pela eq.(4.209) é fácil observar que para quantificar o transporte em suspensão é necessário ser capaz de descrever a distribuição de velocidades do escoamento ao longo de uma vertical, da mesma forma como foi descrita a distribuição da concentração de sedimentos carregados pela corrente. Algumas alternativas para descrição da distribuição de velocidades foram apresentadas no capítulo 3.

4.9.3.4 Método de Chang, Simons e Richardson

CHANG *et al.* (1967) *apud* MAZA; GARCÍA (1995) desenvolveram um método para determinação do transporte sólido total de fundo (g_{SB}) calculando separadamente as parcelas de contribuição pela “capa” de fundo (g_{SBC}) e em suspensão (g_{SBS}).

a) Transporte sólido pela “capa” de fundo

Para quantificar o transporte pela “capa” de fundo os autores propuseram a seguinte expressão:

$$g_{SBC} = K_{SC} \cdot U \cdot (\tau_0 - \tau_c) \quad (4.210)$$

Na qual K_{SC} é um coeficiente que pode ser determinado graficamente (Figura 4.19) a partir do cálculo do adimensional $\frac{U \cdot \tau_* \cdot i}{v_*}$ e do diâmetro equivalente do sedimento (d_e).

¹ Na natureza não existe realmente uma região fisicamente definida como “capa” de fundo, ou algum limite para início de transporte de fundo em suspensão. Cada tamanho de sedimento do fundo definiria diferentes espessuras para a “capa” ou diferentes condições para transporte em suspensão. Além disso, os sedimentos carregados pela corrente provenientes do fundo podem alternar constantemente entre as duas modalidades de transporte.

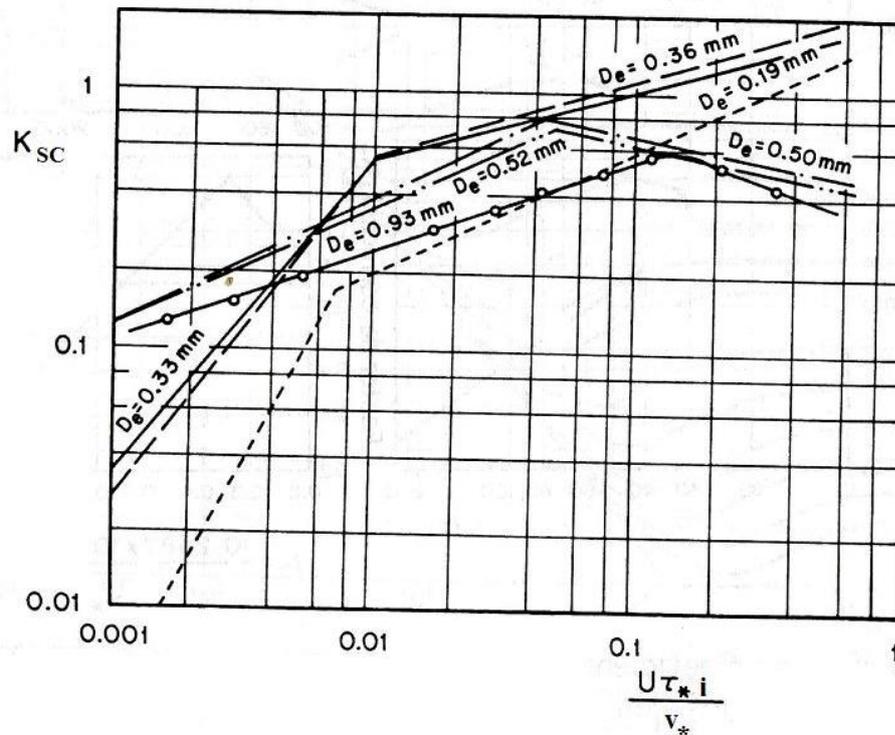


Figura 4.19 – Coeficiente K_{SC} segundo CHANG *et al.* (1967). Fonte: MAZA; GARCÍA (1995).

O diâmetro equivalente é definido como:

$$d_e = \left(\frac{\sum_{i=1}^N d_i^3 \cdot \omega_i}{N \cdot \omega_e} \right)^{1/3} \quad (4.211)$$

Na qual ω_e é a velocidade de queda do diâmetro equivalente definida como:

$$\omega_e = \frac{1}{100} \cdot \sum_{i=1}^N p_i \cdot \omega_i \quad (4.212)$$

As grandezas p_i e d_i foram definidas no item 4.4.2.1 e ω_i é a velocidade de queda correspondente ao diâmetro d_i , que pode ser obtida a partir da eq.(4.107).

b) Transporte sólido de fundo em suspensão

Para calcular a distribuição da concentração de sedimentos ao longo da profundidade do escoamento, CHANG *et al.* (1967) *apud* MAZA; GARCÍA (1995) adotaram um procedimento semelhante ao desenvolvido no item 4.9.3.1.

Para o gradiente de velocidades em y os autores adotaram a seguinte expressão¹:

$$\frac{du}{dy} = \frac{v_*}{\chi \cdot y} \cdot \sqrt{\frac{h-y}{h}} \quad (4.213)$$

Conforme visto no capítulo 3, para águas claras $\chi \approx 0,4$. Mas para águas com transporte de sedimentos o valor de χ varia com o número de Reynolds do grão (Re_*), dado pela eq.(4.115). Esta variação de χ com Re_* é representada graficamente através da Figura 4.20.

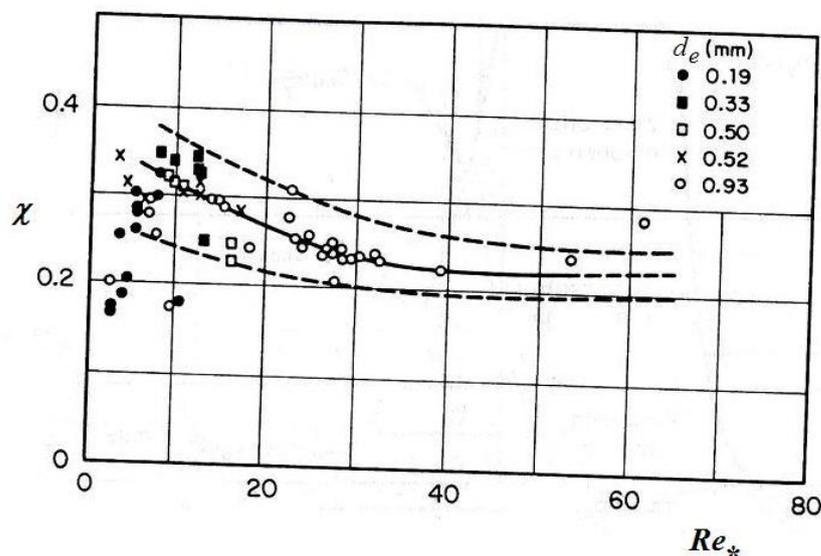


Figura 4.20 – Valores da constante de von Karman em função de Re_* , segundo CHANG *et al.* (1967). Fonte: MAZA; GARCÍA (1995).

¹ Esta expressão pode ser obtida a eq.(3.29) na eq.(3.26), admitindo-se como hipótese a eq.(3.30).

Com relação ao coeficiente de difusão para transferência de massa (ε_s) os autores propuseram a relação dada pela eq.(4.205), sendo que o coeficiente β_{sm} foi admitido igual a 1,5.

Assim, substituindo-se as eqs.(4.213) e (4.205) na eq.(4.200) e integrando o resultado de uma profundidade a , onde se conhece a concentração de sedimentos $C_{s,a}$, até uma profundidade y qualquer, onde se quer determinar a concentração (C_s), obtém-se:

$$\frac{C_s}{C_{s,a}} = \left[\frac{(1 - \sqrt{1 - A_{CS}})}{\sqrt{A_{CS}}} \cdot \frac{\sqrt{E_{CS}}}{(1 - \sqrt{1 - E_{CS}})} \right]^{Z_{CS}} \quad (4.214)$$

Sendo:

$$A_{CS} = \frac{a}{h} \quad (4.215)$$

$$E_{CS} = \frac{y}{h} \quad (4.216)$$

$$Z_{CS} = \frac{2 \cdot \omega_e}{\beta \cdot \chi \cdot v_*} \quad (4.217)$$

A eq.(4.214) foi obtida de modo similar à fórmula de Rouse e permite descobrir a concentração de sedimentos em qualquer profundidade do escoamento, desde que se conheça a concentração num ponto qualquer a . Conforme já foi dito no item 4.9.3.1, esta concentração $C_{s,a}$ pode ser obtida através de medições diretas em campo. Contudo, alternativamente os autores propuseram uma equação que permite definir a concentração de sedimentos na região imediatamente acima da “capa” de fundo, que se designa por profundidade a_b . A profundidade a_b corresponde, portanto, à espessura da própria “capa” de fundo e pode ser calculada como:

$$a_b = \frac{10 \cdot d_e \cdot (\tau_0 - \tau_c)}{\tau_c} \quad (4.218)$$

Já a concentração de sedimentos na profundidade a_b é estimada como:

$$C_{s,a_b} = \frac{g_{SBC}}{0,8 \cdot a_b \cdot U} \quad (4.219)$$

CHANG *et al.* (1967) *apud* MAZA; GARCÍA (1995) não mencionam em seu trabalho como deve ser calculada a tensão crítica a ser aplicada na eq.(4.218). Assim, pode-se utilizar, por exemplo, o Diagrama de Shields ou qualquer outro método que se aplique bem ao caso estudado.

O valor de transporte sólido pela “capa” de fundo (g_{SBC}) a ser substituído na eq.(4.219) é aquele obtido pela eq.(4.210), referente ao próprio método desenvolvido pelos autores.

Assim, substituindo-se a eq.(4.214) na eq.(4.209), juntamente com a distribuição de velocidades dada pela integração da eq.(4.213), obtém-se o transporte sólido de fundo em suspensão, dado por:

$$g_{SBS} = h \cdot C_{s,a} \cdot \left(U \cdot I_1 - \frac{2 \cdot v_*}{\chi} \cdot I_2 \right) \quad (4.220)$$

Sendo:

$$I_1 = \left(\frac{1 - \sqrt{1 - A_{CS}}}{\sqrt{A_{CS}}} \right)^{z_{CS}} \cdot \int_{A_{CS}}^1 \left(\frac{\sqrt{E_{CS}}}{1 - \sqrt{1 - E_{CS}}} \right)^{z_{CS}} dE_{CS} \quad (4.221)$$

$$I_2 = \left(\frac{1 - \sqrt{1 - A_{CS}}}{\sqrt{A_{CS}}} \right)^{z_{CS}} \cdot \int_{A_{CS}}^1 \left(\frac{\sqrt{E_{CS}}}{1 - \sqrt{1 - E_{CS}}} \right)^{z_{CS}} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{E_{CS}}}{1 - \sqrt{1 - E_{CS}}} \right) - \sqrt{1 - E_{CS}} - \frac{1}{3} \right] dE_{CS} \quad (4.222)$$

As grandezas I_1 e I_2 podem ser determinadas numericamente com auxílio de uma ferramenta computacional, ou então, podem ser determinadas graficamente, conforme indicado na Figura 4.21 e na Figura 4.22.

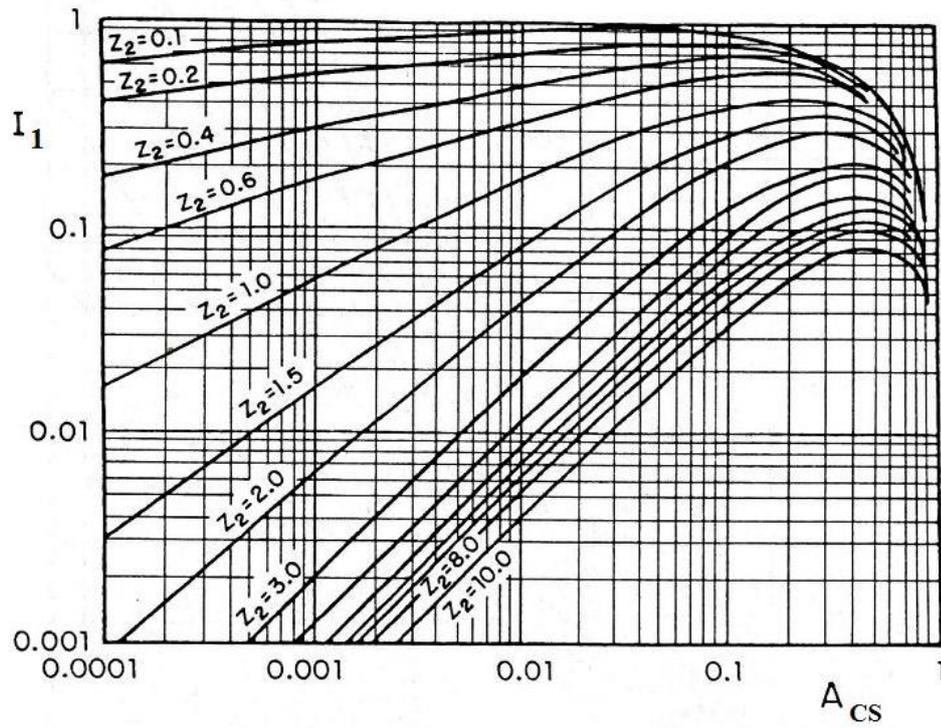
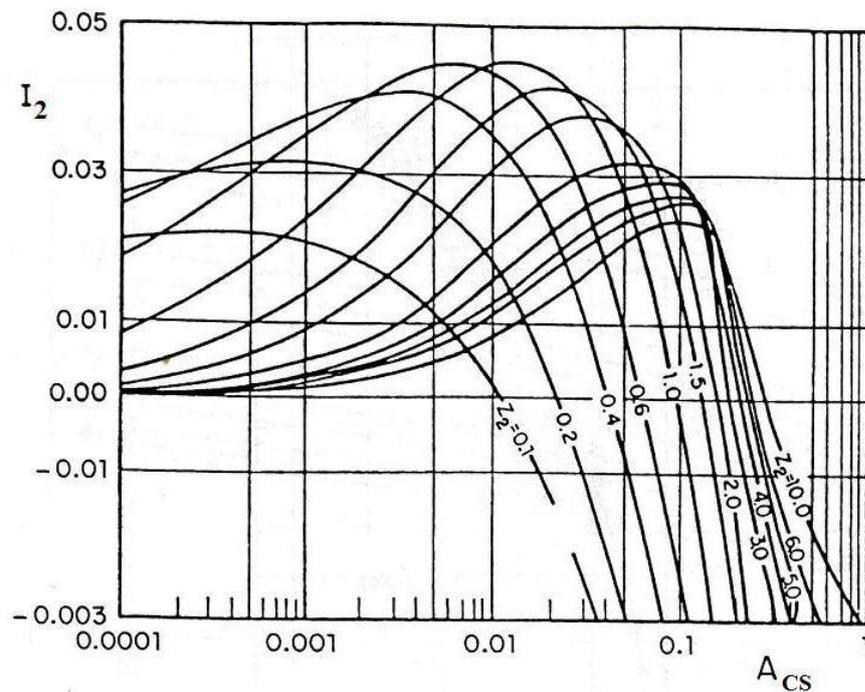


Figura 4.21 – Valores de I_1 como função de A_{CS} e z_{CS} , segundo CHANG *et al.* (1967).
 Fonte: MAZA; GARCÍA (1995)¹.

¹ No gráfico “ z_{CS} ” está representado por “ z_2 ”.



**Figura 4.22 – Valores de I_2 como função de A_{CS} e z_{CS} , segundo CHANG *et al.* (1967).
Fonte: MAZA; GARCÍA (1995).**

A eq.(4.220) pode ser expressa também substituindo-se o valor da concentração de sedimentos $C_{s,a}$ pela eq.(4.219), que expressa esta grandeza para a profundidade correspondente à espessura da “capa” de fundo. Assim, o transporte de sedimentos do fundo em suspensão pode ser calculado como:

$$g_{SBS} = g_{SBC} \cdot \frac{h}{0,8 \cdot a_b \cdot U} \cdot \left(U \cdot I_1 - \frac{2 \cdot v_*}{\chi} \cdot I_2 \right) \quad (4.223)$$

Lembrando-se apenas que no caso específico de utilizar esta equação:

$$A_{CS} = \frac{a_b}{h} \quad (4.224)$$

As demais grandezas são calculadas da mesma forma.

c) Transporte sólido total de fundo

Para obter o transporte sólido total de fundo, basta somar as eqs.(4.210) e (4.223), o que resulta em:

$$g_{SB} = K_{SC} \cdot (\tau_0 - \tau_c) \cdot \left[U + \frac{h}{0,8 \cdot a_b} \cdot \left(U \cdot I_1 - \frac{2 \cdot v_*}{\chi} \cdot I_2 \right) \right] \quad (4.225)$$

d) Comentários gerais sobre o método

A maior dificuldade deste método reside na determinação do transporte sólido pela “capa” de fundo, pois a determinação gráfica do coeficiente K_{SC} é complicada. O gráfico da Figura 4.19 foi desenvolvido para diâmetros entre 0,19 e 0,93mm, e como se pode observar, realizar interpolações entre estes valores para determinar K_{SC} é difícil. Determinar K_{SC} fora desta faixa de diâmetros, ou seja, realizar extrapolações gráficas, é impossível.

Por esse motivo, o cálculo do transporte de sedimentos pela “capa” de fundo só é aplicável para canais com material granular de diâmetros entre: $0,19 \leq d_e \leq 0,93$ mm.

4.9.3.5 Método de Van Rijn

VAN RIJN (1984a, b) apresentou um método para cálculo do transporte sólido total de fundo, considerando os efeitos gravitacionais e hidrodinâmicos sobre o movimento das partículas. O autor também dividiu seu método em duas partes: uma destinada ao cálculo do transporte pela “capa” de fundo, outra para cálculo do transporte de fundo em suspensão.

Considerando sete parâmetros característicos para o fenômeno de transporte sólido em canais: ρ , ρ_s , μ , d , h , i e g , o autor aplicou o teorema π para definir os seguintes adimensionais que são utilizados no método:

➤ Parâmetro da Partícula ou número de Yalin (d_*):

$$d_* = d_{50} \cdot \left(\frac{\Delta\gamma_s \cdot g}{\gamma \cdot v^2} \right)^{1/3} \quad (4.226)$$

➤ Parâmetro de transporte (T_*):

$$T_* = \frac{\tau'_0 - \tau_c}{\tau_c} \quad (4.227)$$

A grandeza τ'_0 é a tensão de arraste junto ao fundo do canal associada aos grãos e pode ser determinada através das seguintes equações:

$$\tau'_0 = \gamma \cdot \left(\frac{U}{C'} \right)^2 \quad (4.228)$$

Sendo:

$$C' = 7,82 \cdot \ln \left(\frac{4 \cdot h}{d_{90}} \right) \quad (4.229)$$

Na qual C' é o coeficiente de Chezy associado aos grãos.

De acordo com VAN RIJN (1984a), a tensão crítica (τ_c) deve ser determinada através do Diagrama de Shields para $1 \leq d_* \leq 180$. Para valores de $d_* \geq 180$, o autor considera $\tau_{*c} = 0,055$.

➤ Parâmetro de suspensão (Z_*):

$$Z_* = \frac{\omega}{\beta \cdot \chi \cdot v_*} \quad (4.230)$$

a) Transporte sólido pela capa de fundo

O método proposto por VAN RIJN (1984a) para quantificação do transporte pela “capa” de fundo envolve basicamente a solução da seguinte equação:

$$g_{SBC} = U_b \cdot \delta_b \cdot C_{s,b} \quad (4.231)$$

Na qual:

- U_b é a velocidade média das partículas na “capa” de fundo (m/s);
- δ_b é a altura do salto de uma partícula de fundo (m);
- $C_{s,b}$ é a concentração das partículas na “capa” de fundo (N/m³ ou kgf/m³).

Para estimar a velocidade das partículas de fundo e altura dos saltos, VAN RIJN (1984a) desenvolve teoricamente equações de movimento considerando um sistema simplificado de fundo plano, com material uniformemente distribuído, no qual o movimento de uma partícula é avaliado isoladamente. As equações de movimento são desenvolvidas considerando-se a hipótese de que, para o transporte pela “capa” de fundo, as partículas são influenciadas apenas pelas forças gravitacionais, sendo negligenciados os efeitos turbulentos. O modelo matemático desenvolvido pelo autor foi calibrado com experiências de laboratório.

Assim, através de estimativas baseadas nas condições iniciais mais desfavoráveis, é definida a condição de máxima altura de salto de uma partícula (δ_b) de diâmetro característico do leito (d_{50})¹, que pode ser expressa através da equação:

$$\delta_b = 0,3 \cdot d_{50} \cdot d_*^{0,7} \cdot T_*^{0,5} \quad (4.232)$$

A altura máxima dos saltos é considerada simplificada a espessura da própria “capa” de fundo para todos regimes de escoamento. Para saltos acima deste valor a partícula é considerada em suspensão. O autor ainda define que a espessura da capa de fundo deve possuir um valor mínimo de duas vezes o diâmetro da partícula (d_{50}).

Após calibração experimental dos resultados, o autor obteve a seguinte expressão para a velocidade das partículas de fundo:

$$U_b = 1,5 \cdot T_*^{0,6} \cdot \sqrt{\frac{\Delta\gamma_s \cdot g \cdot d_{50}^3}{\gamma}} \quad (4.233)$$

A partir de relações e medições de transporte de fundo, a concentração de sedimentos na “capa” de fundo foi computada e representada pela seguinte expressão:

$$C_{s,b} = 0,12 \cdot \gamma_s \cdot \frac{T_*}{d_*} \quad (4.234)$$

Substituindo-se as eqs.(4.232), (4.233) e (4.234) na eq.(4.231) obtém-se a fórmula para determinação do transporte sólido pela “capa” de fundo, ou seja:

$$g_{SBC} = 0,053 \cdot \gamma_s \cdot T_*^{2,1} \cdot d_*^{-0,3} \cdot \sqrt{\frac{\Delta\gamma_s \cdot g \cdot d_{50}^3}{\gamma}} \quad (4.235)$$

¹ O material do leito é considerado com distribuição granulométrica uniforme na calibração das equações do modelo, por isso o d_{50} foi escolhido como representativo.

Van Rijn propôs uma modificação para a eq.(4.235), pois verificou que, em relação aos dados disponíveis, esta exagerava na estimativa do transporte pela “capa” de fundo quando $T_* \geq 3$. Assim o autor definiu que:

$T_* < 3 \Rightarrow$ aplicar a eq.(4.235)

$$T_* \geq 3 \Rightarrow g_{SBC} = 0,10 \cdot \gamma_s \cdot T_*^{1,5} \cdot d_*^{-0,3} \cdot \sqrt{\frac{\Delta\gamma_s \cdot g \cdot d_{50}^3}{\gamma}} \quad (4.236)$$

b) Transporte sólido de fundo em suspensão

Antes de apresentar a expressão que permite calcular o transporte sólido em suspensão, vale comentar que Van Rijn, através de estudos experimentais realizados no *Delft Hydraulics Laboratory*, definiu expressões para a condição crítica de início de transporte em suspensão. São elas:

$$\frac{v_*}{\omega} = \frac{4}{d_*} \quad \text{para } 1 < d_* \leq 10 \quad (4.237)$$

$$\frac{v_*}{\omega} = 0,4 \quad \text{para } d_* > 10 \quad (4.238)$$

Para estimar o transporte sólido em suspensão, VAN RIJN (1984b) utilizou a eq.(4.209) para obter a seguinte expressão:

$$g_{SBS} = C_{s,a} \cdot U \cdot h \cdot F_{VR} \quad (4.239)$$

Sendo:

$$F_{VR} = \frac{1}{h} \cdot \int_a^h \frac{u \cdot C_s}{U \cdot C_{s,a}} dy \quad (4.240)$$

A distribuição de velocidades é dada pela expressão geral de Prandtl-von Karman:

$$\frac{u}{v_*} = \frac{1}{0,4} \cdot \ln\left(\frac{y}{y_{\min}}\right) \quad (4.241)$$

Sendo:

$$y_{\min} = 0,033 \cdot k_s \quad (4.242)$$

Com a rugosidade do grão k_s definida a partir de uma expressão aproximada da eq.(3.59), ou seja:

$$k_s = \frac{12 \cdot h}{e^{\left(\frac{u}{2,5 \cdot v_*}\right)}} \quad (4.243)$$

Para definir a concentração de sedimentos, o autor considerou os coeficientes ε_s e ε_m proporcionais, definindo uma expressão semelhante à eq.(4.205)¹. Como resultado o autor obteve um coeficiente de difusão ε_s com distribuição parabólica do fundo até a metade da profundidade do escoamento, e constante deste ponto até a superfície, resultando nas seguintes expressões para a distribuição de concentração de sedimentos:

$$\frac{C_s}{C_{s,a}} = \left[\left(\frac{a}{h-a} \right) \cdot \left(\frac{h-y}{y} \right) \right]^{Z_*} \quad \text{para} \quad \frac{y}{h} \leq 0,5 \quad (4.244)$$

$$\frac{C_s}{C_{s,a}} = \left(\frac{a}{h-a} \right)^{Z_*} \cdot e^{-4Z_* \cdot \left(\frac{y}{h} - 0,5 \right)} \quad \text{para} \quad \frac{y}{h} \geq 0,5 \quad (4.245)$$

¹ Além do fator β_{sm} , o autor ainda propôs outro fator de correção para relacionar os dois coeficientes, mas que será omitido desta análise, pois não participa do procedimento simplificado de cálculo. Para maiores detalhes consultar o artigo original do autor.

Nas quais Z'_* é uma modificação que o autor propôs no parâmetro de suspensão Z_* , dado pela eq.(4.230), para facilitar o procedimento de cálculo do método. O parâmetro modificado é dado pela relação:

$$Z'_* = Z_* + \psi \quad (4.246)$$

Sendo:

$$\psi = 2,5 \cdot \left(\frac{\omega}{v_*} \right)^{0,8} \cdot \left(\frac{C_{s,a}}{0,65 \cdot \gamma_s} \right)^{0,4} \quad (4.247)$$

Aplicando-se as distribuições de concentração e velocidade na eq.(4.240) obtém-se:

$$F_{VR} = \frac{v_* \cdot h}{\chi \cdot U} \cdot \left(\frac{1}{A-1} \right)^{Z'_*} \cdot \left\{ \int_A^{0,5} \left(\frac{1-E}{E} \right)^{Z'_*} \ln \left(\frac{E \cdot h}{y_0} \right) dE + \int_{0,5}^1 \exp \left[-4 \cdot Z'_* \cdot (E-0,5) \cdot \ln \left(\frac{E \cdot h}{y_0} \right) \right] dE \right\} \quad (4.248)$$

Com $A = \frac{a}{h}$ e $E = \frac{y}{h}$.

A eq.(4.248) pode ser utilizada para solução numérica com auxílio de ferramenta computacional. Contudo, Van Rijn propôs uma equação simplificada para cálculo de F_{VR} , que aproxima a eq.(4.248) com erros de até 25% e pode ser aplicada nos intervalos: $0,3 \leq Z'_* \leq 3$ e $0,01 \leq A \leq 0,1$.

$$F_{VR} = \frac{A^{Z'_*} - A^{1,2}}{(1-A)^{Z'_*} \cdot (1,2 - Z'_*)} \quad (4.249)$$

Para cálculo do parâmetro Z_* é necessário conhecimento da velocidade de queda do diâmetro representativo (ω_s) e do fator β_{sm} . O diâmetro representativo do material em suspensão é calculado como:

$$d = d_{50} \cdot [1 + 0,011 \cdot (\sigma_g - 1) \cdot (T_* - 25)] \quad (4.250)$$

Lembrando-se que σ_g calcula-se através da eq.(4.109).

Assim, a velocidade de queda pode ser estimada através das seguintes expressões:

$$\omega_s = \frac{\Delta\gamma_s \cdot g \cdot d^3}{18 \cdot \gamma \cdot \nu} \quad \text{para } d \leq 0,1 \text{ mm} \quad (4.251)$$

$$\omega_s = 10 \cdot \frac{\nu}{d} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{0,01 \cdot \Delta\gamma_s \cdot g \cdot d^3}{\gamma \cdot \nu^2}} - 1 \right) \quad \text{para } 0,1 \leq d \leq 1,0 \text{ mm} \quad (4.252)$$

$$\omega_s = 1,1 \cdot \sqrt{\frac{\Delta\gamma_s}{\gamma} \cdot g \cdot d} \quad \text{para } d \geq 1,0 \text{ mm} \quad (4.253)$$

Por sua vez, o fator β_{sm} é calculado como:

$$\beta = 1 + 2 \cdot \left(\frac{\omega}{v_*} \right)^2 \quad \text{para } 0,1 < \frac{\omega}{v_*} < 0,707 \quad (4.254)$$

$$\beta = 2 \quad \text{para } \frac{\omega}{v_*} > 0,707 \quad (4.255)$$

A última informação necessária para finalizar o cálculo do transporte sólido é a concentração de referência ($C_{s,a}$) associada à profundidade a . No método proposto para cálculo do transporte sólido pela “capa” de fundo foi proposta uma função para determinar o valor da concentração de fundo. Contudo, conforme constatado experimentalmente pelo autor, utilizar esta concentração de fundo como referência associada a uma profundidade δ_b (altura do salto) conduz a grandes erros na previsão da concentração do sedimento em suspensão ao longo da profundidade. Assim, foi definido que o transporte de fundo estimado pelo método poderia ser utilizado, mas associado a uma outra referência de nível a (acima da qual todo transporte é considerado em suspensão, conforme indicado na Figura 4.23), de forma a atender a relação:

$$g_{SBC} = C_{s,b} \cdot U_b \cdot \delta_b = C_{s,a} \cdot \overline{u_a} \cdot a \quad (4.256)$$

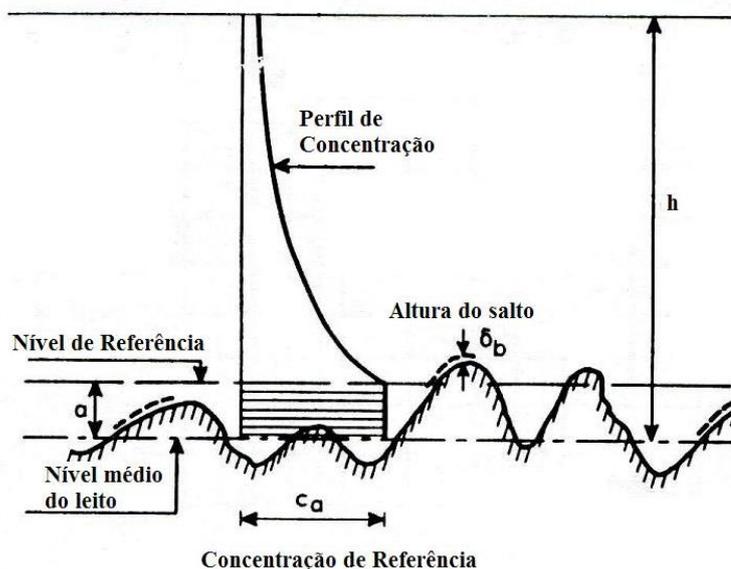


Figura 4.23 – Esquema de definição do nível de referência para concentração. Fonte: VAN RIJN (1984b).

O autor determinou experimentalmente que $\overline{u_a} \approx 2,3 \cdot U_b$. Com esta informação, e substituindo as eq.(4.234) e (4.232) na eq.(4.256) obtém-se a expressão da concentração de referência:

$$C_{s,a} = 0,015 \cdot \frac{\gamma_s \cdot d_{50} \cdot T_*^{1,5}}{a \cdot d_*^{0,3}} \quad (4.257)$$

Com $C_{s,a}$ em unidades de peso por volume (N/m^3 ou kgf/m^3).

Para o valor de a , o autor recomenda que caso seja conhecida a altura das deformações de fundo (Δ): $a = \frac{\Delta}{2}$. Caso contrário, o valor de a pode ser assumido como igual a k_s , obedecendo ainda ao critério de possuir um valor mínimo de $0,01 \cdot d$.

De posse destas informações, é possível calcular F_{VR} através da eq.(4.249) e em seguida o transporte de fundo em suspensão (g_{SBS}), através da eq.(4.239).

c) Transporte sólido total de fundo

O transporte sólido total de fundo (g_{SB}) é obtido diretamente através da soma das duas parcelas calculadas anteriormente: g_{SBC} e g_{SBS} (tópicos a e b deste item).

d) Comentários gerais sobre o método

De acordo com MAZA; GARCÍA (1995), a análise numérica e a calibração dos parâmetros que intervêm no transporte de fundo (pela “capa” ou em suspensão), realizados por VAN RIJN (1984a, b), são bastante completas e servirão de base para outros pesquisadores que futuramente disponham de mais dados para novas calibrações de parâmetros.

Após verificação e análise dos dados utilizados no estudo, o autor concluiu que em aproximadamente 76% dos casos, o modelo proposto fez previsões de transporte sólido com erros entre 0,5 e 2 vezes os valores medidos.

5. FUNDAMENTOS DO ESTUDO DA ESTABILIDADE DOS CURSOS D'ÁGUA

5.1. Definição e aplicações do conceito de estabilidade

Existem diferentes enfoques para definição do conceito de estabilidade de um curso d'água. Como exemplo, pode-se citar as seguintes definições propostas por dois renomados autores:

- Para LANE (1955) estável é um canal onde não ocorrem erosões significativas do leito (no fundo ou nas margens) ou depósitos significativos de sedimentos. Assim, este conceito está relacionado a fundo e margens do canal estáveis a longo prazo, ressaltando-se que depósitos ou erosões em escalas menores são passíveis de ocorrer em canais considerados estáveis;
- BLENCH (1957) define como estável um canal cujos valores médios de largura, declividade e forma dos meandros (quando houver) não mostram tendência clara de variar em relação a um intervalo de tempo definido, em geral, da ordem de alguns anos.

Evidentemente, as duas formas de definir estabilidade estão relacionadas, pois num trecho de um curso d'água qualquer onde não há erosões ou depósitos significativos, ou seja, onde todo material sólido transportado pelo escoamento que entra no trecho (trazido de montante) é igual ao material sólido que sai do trecho (levado para jusante), as características geométricas como largura, declividade, inclinação das margens e traçado em planta tendem a permanecer constantes. Outro fator importante apontado nas duas definições apresentadas acima, é que o conceito de estabilidade está sempre relacionado a um intervalo de tempo, definido, em geral, como da ordem de alguns anos.

A aplicação prática do conceito da estabilidade é baseada na hipótese de que, para um fluxo de água escoando sobre leito composto por material solto, existe uma determinada conformação de seção transversal e traçado em planta que provoca um estado de equilíbrio no curso d'água. Em outras palavras, nos cursos d'água que escoam sobre leito composto por material solto, sujeito a ser transportado pela ação do escoamento, existe uma relação de equilíbrio entre: as características geométricas do curso d'água (tais como: largura, declividade, inclinação das margens e traçado planimétrico), as características do escoamento (vazão líquida, vazão sólida, profundidade e velocidade) e as propriedades do material que compõe o leito, de tal forma que, variando-se uma destas grandezas, as demais se alteram para atingir uma condição estável.

O estudo da estabilidade de cursos d'água escoando sobre leito aluvionar tem diversas aplicações práticas em obras de Engenharia, que podem ser divididas em dois grupos:

- Projetos de canais artificiais, com objetivo de atender navegação, irrigação ou drenagem;
- Alterações em cursos d'água naturais, através de: retificações do traçado; regularização do leito de estiagem; proteção das margens e fixação do traçado; entre outras.

Portanto, se as relações de equilíbrio entre as características geométricas do canal, as características do escoamento e as características do material que compõe o leito forem conhecidas, é possível estabelecer critérios para projetos de canais artificiais ou para alterações em cursos d'água naturais, de modo a reduzir, na medida do possível, custos com a implantação e manutenção destas obras.

Entretanto, é importante ressaltar que a definição de relações de equilíbrio em cursos d'água serve como orientação para projeto, já que fundamentalmente a obra deve atender aos requisitos para a qual foi concebida. Em outras palavras, mesmo que seja

determinado através de cálculos que uma condição geométrica qualquer (como a largura da seção transversal ou o traçado em planta) não seja estável para um dado trecho de rio, se esta condição for um requisito de projeto, para atender, por exemplo, critérios de navegabilidade, ela deve ser implantada, mesmo que isto signifique a execução de obras de fixação do leito para garantir a estabilidade da solução.

5.2. Revisão Histórica

Desde tempos imemoriais, o desenvolvimento da raça humana sempre esteve ligado aos rios, que serviam, no princípio, fundamentalmente como fonte de dessedentação e alimentação.

Com o crescimento populacional e o progresso das grandes civilizações, a relação do homem com os rios evoluiu, de tal forma que estes passaram a ser utilizados para outros fins, como meios de transporte e irrigação.

O surgimento destas novas atividades promoveu a necessidade de alterações nos cursos d'água naturais, de forma a criar condições mais adequadas para a prática das mesmas. Desta forma, traçados de rios começaram a ser modificados para atender aos requisitos de navegação das grandes embarcações, canais artificiais passaram a ser construídos para promover a irrigação dos solos e ampliação de áreas agrícolas, barragens foram construídas para manter constantes os níveis d'água e, portanto, as vazões destes canais de irrigação ao longo do ano, e assim por diante.

Por esse motivo, os engenheiros passaram a preocupar-se em observar com maiores detalhes o comportamento dos cursos d'água, procurando estabelecer critérios de projeto que definissem condições estáveis para as características geométricas das intervenções. Em outras palavras, a partir de observações de cursos d'água naturais e de outras obras que tinham obtido sucesso, os engenheiros procuraram estabelecer relações de equilíbrio para características como: largura da seção transversal, declividade, inclinação das margens, profundidade, raios das curvas em planta, entre outras.

Neste cenário, no final do século XIX, nasceram duas importantes escolas do estudo da estabilidade de cursos d'água. A primeira delas surgiu na Europa, onde o intenso processo da revolução industrial resultou na utilização dos rios como meio de transporte de cargas, utilizando embarcações cada vez maiores (maior capacidade). A segunda escola surgiu na província de *Punjab* (atualmente fronteira entre Índia e Paquistão), onde engenheiros britânicos foram levados para implantar um complexo sistema de canais de irrigação.

As duas escolas tinham enfoques diferentes e complementares para o problema da estabilidade, embora ambas tivessem em comum o fato de que as relações desenvolvidas por seus autores eram puramente empíricas. A escola européia preocupou-se em estudar cursos d'água naturais com a finalidade de atender basicamente à navegação e, por esse motivo, sua maior preocupação era determinar traçados planimétricos e profundidades que fossem estáveis e atendessem aos requisitos de navegabilidade das embarcações-tipo. Um estudo mais detalhado sobre esta escola é apresentado no capítulo 6 deste trabalho.

Já a escola dos engenheiros britânicos que trabalhavam em *Punjab* preocupou-se com o estudo de canais artificiais escavados em terreno aluvionar. Neste caso não havia preocupação com o traçado dos canais, que, em geral, eram praticamente retilíneos. A principal preocupação era definir as características da seção transversal (definidas pela largura e profundidade) e a declividade que fossem estáveis para o projeto destes canais. Esta escola ficou conhecida como Teoria do Regime, em função dos autores da época denominarem um curso d'água com características estáveis como canal em regime. Um estudo mais aprofundado sobre a Teoria do Regime é apresentado no capítulo 7.

Embora estas duas escolas tenham proposto relações exclusivamente empíricas, foram responsáveis pelo início do emprego de um enfoque científico para o conhecimento e estudo dos cursos d'água. A partir delas, pesquisadores começaram a estudar meios para relacionar os parâmetros característicos do escoamento fluvial, a fim de determinar as características geométricas estáveis dos canais. Geralmente estas novas abordagens baseiam-se em equações de: resistência ao escoamento, transporte sólido

e dissipação de energia. No capítulo 7 são apresentadas algumas destas novas tendências para o estudo da estabilidade.

A grande dificuldade em desenvolver uma formulação que possa ser aplicada genericamente para todos os tipos de cursos d'água escoando sobre leitos aluvionares reside basicamente em três aspectos:

- Elaborar um modelo que considere explicitamente todos os parâmetros característicos do escoamento em rios;
- Descrever estes parâmetros para cada caso em particular;
- Levar em consideração fatores locais que possam alterar as condições de equilíbrio.

Nos tópicos seguintes deste capítulo são apresentados os principais fatores que intervêm na modelação da estabilidade dos cursos d'água, mencionando-se também como defini-los para cada caso. Nos capítulos seguintes, alguns dos principais modelos para avaliação de canais estáveis são apresentados.

5.3. Parâmetros característicos

De acordo com YALIM (1992), o problema da estabilidade em cursos d'água naturais ou artificiais é completamente determinado pelas seguintes condições:

- Características do escoamento: regime de vazões do rio (Q);
- Características da fase líquida: massa específica do fluido (ρ) e viscosidade dinâmica (μ);
- Características da fase sólida: massa específica do sedimento (ρ_s) e distribuição granulométrica do material do leito (d);

➤ Forças de campo: aceleração da gravidade (g).

Portanto, pode-se dizer que os parâmetros característicos do problema da estabilidade são em número de seis, ou seja: vazão (Q), massa específica do fluido (ρ), viscosidade cinemática (ν), peso específico do sedimento (γ_s), diâmetro característico (d) e aceleração da gravidade (g). Lembrando-se que $\nu = \mu/\rho$ e $\gamma_s = \rho_s \cdot g$.

Assim, assumindo-se estes parâmetros como constantes ao longo de todo processo de estabelecimento da condição de equilíbrio dos cursos d'água, é possível escrever qualquer propriedade genérica como uma função destes parâmetros. Desta forma, chamando-se de canal em regime, um curso d'água qualquer que atingiu sua estabilidade, uma propriedade genérica (A) pode ser escrita como:

$$A_r = f_{A_r}(Q, \rho, \nu, \gamma_s, d, g) \quad (5.258)$$

Na qual A_r é a propriedade genérica A para um canal em regime. A_r pode representar a largura da seção transversal, a declividade, a profundidade ou mesmo a vazão sólida para um canal estável.

De modo mais geral, a propriedade genérica A pode ser escrita incorporando-se o fator tempo. Conforme sugerido por YALIM (1992), para este fim, pode-se utilizar o adimensional de tempo (t^*), resultando em:

$$A = F_A(Q, \rho, \nu, \gamma_s, d, g, t^*) \quad (5.259)$$

Na qual t^* é definido como:

$$t^* = \frac{t}{t_r} \quad (5.260)$$

Sendo que t_r é o tempo necessário para o canal atingir o estado de equilíbrio.

Portanto, a condição inicial é definida como $t^* = 0$ e a final como $t^* = 1$, pois a partir da condição em regime ($t = t_r$), não ocorrem mais alterações significativas nas propriedades genéricas do curso d'água. Utilizando-se notação matemática isto significa que:

$$t^* = 0 \Rightarrow A_0 = F_{A_0}(Q, \rho, v, \gamma_s, d, g, 0) = f_{A_0}(Q, \rho, v, \gamma_s, d, g) \quad (5.261)$$

$$t^* = 1 \Rightarrow A_r = F_{A_r}(Q, \rho, v, \gamma_s, d, g, 1) = f_{A_r}(Q, \rho, v, \gamma_s, d, g) \quad (5.262)$$

Ao invés de definir o problema da estabilidade em canais com seis parâmetros característicos, como sugerido por YALIM (1992), há alguns autores que propõem o uso de um parâmetro adicional: a vazão sólida (Q_s). O uso de sete parâmetros ($Q, Q_s, \rho, v, \gamma_s, d, g$) para caracterizar o fenômeno da estabilidade está de acordo com o número de parâmetros utilizados no item 4.5 para avaliar o escoamento bifásico, que são: $h, i, \rho, \rho_s, \mu, d, g$. A única diferença no conjunto de adimensionais está na profundidade e declividade, que no caso da definição do estado de equilíbrio passam a ser incógnitas do problema, e são substituídos pela vazão líquida e vazão sólida, que se tornam as variáveis independentes. Como o estudo da estabilidade de cursos d'água aluvionares é essencialmente um problema de avaliação de escoamento bifásico, nada mais razoável do que utilizar basicamente os mesmos parâmetros (e em mesmo número).

Todos os métodos apresentados neste trabalho (com exceção daqueles pertencentes à Teoria do Regime) consideram a vazão sólida como um parâmetro característico, e que, portanto, precisa ser determinada antes da aplicação dos métodos. Neste caso, assim como a vazão líquida, a vazão sólida é assumida como constante durante toda a fase de modelação do rio.

Ainda que fossem escritas equações bem fundamentadas para todas as propriedades genéricas de interesse, o conjunto de equações apresentaria claras limitações que são decorrentes das próprias hipóteses do modelo. Isto porque assumir que os parâmetros característicos do problema da estabilidade permanecem constantes ao longo do tempo está longe de retratar a realidade.

De fato alguns dos parâmetros característicos devem permanecer praticamente constantes com o tempo, e podem ser assim considerados sem maiores prejuízos nos resultados, tais como: a massa específica da água (ρ), a viscosidade dinâmica (μ), o peso específico do grão (γ_s) e a aceleração da gravidade (g). Embora fatores como a variação de temperatura ou a concentração de sedimentos na água provoquem alterações em ρ e μ , aproximar estas grandezas por valores médios representa um erro desprezível diante de outras aproximações muito mais grosseiras que são mencionadas a seguir.

5.3.1. Regime de vazões (Vazão de formação)

Considerar a vazão líquida de um rio como um parâmetro característico, ou seja, constante ao longo da formação de um rio está longe de refletir a realidade. Excetuando-se alguns casos particulares, como os de canais artificiais de irrigação com controle de vazão, a maior parte dos cursos d'água possui variação significativa nos valores de vazão ao longo de um ano hidrológico, e também de um ano para o outro.

Entretanto, num canal que já atingiu sua condição de equilíbrio, as características geométricas como largura, inclinação das margens, declividade e traçado em planta permanecem praticamente constantes. Neste caso, a variação das vazões ao longo do ano deveria apenas causar alterações significativas na profundidade.

Desta forma, é possível associar a estas largura e declividade estáveis, uma determinada vazão, que, por consequência, será representativa de todo hidrograma anual do rio. Em outras palavras, é possível definir uma vazão hipotética que, permanecendo constante ao longo do tempo, produziria no curso d'água as mesmas dimensões de equilíbrio que são atingidas em condição de regime variável de vazões. Esta vazão hipotética é denominada de vazão de formação. Portanto, nas equações empregadas para determinação da seção estável, sempre que se faz referência à vazão Q , subentende-se que considera a vazão de formação.

Existem diversos critérios para definição da vazão de formação. Segundo MAZA (1986), os mais importantes são:

- Capacidade hidráulica do canal principal (também chamado de leito menor), aplicando-se especialmente a rios de planície;
- Vazão correspondente ao período de retorno de 1,4 anos. Este critério conduz a resultados semelhantes ao anterior para o caso de rios de planície, apresentando como vantagem o fato de permitir o cálculo para rios que escoam entre montanhas ou que têm margens muito elevadas;
- Vazão que de forma constante durante um ano seja capaz de transportar a mesma quantidade de sólidos que o regime anual de vazões.

O conceito arbitrário de vazão de formação pode ser definido de muitas formas, de modo que dependendo da finalidade do projeto, pode-se inclusive adotar para cálculo uma vazão de formação para o período de estiagem e outra para o período de cheias.

Para uniformizar o critério, Altunin *apud* GALINDO [197-?] propõe duas equações para determinação da vazão de formação:

- Nos meses do ano com alto transporte sólido (meses de vazões altas):

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^N P_{wi} \cdot P_{si}}{\sum_{i=1}^N P_{si}} \cdot \frac{12 \cdot Q_{mm}}{100} \quad (5.263)$$

- Nos meses do ano com pequeno transporte sólido (meses de estiagem):

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^N P_{wi}}{N} \cdot \frac{12 \cdot Q_{mm}}{100} \quad (5.264)$$

Nas eqs.(5.263) e (5.264):

- P_{wi} é a percentagem anual do volume líquido mensal em relação ao anual;
- P_{si} é a percentagem anual do volume sólido mensal em relação ao anual;
- N é o número de meses escolhido para cálculo da vazão de formação;
- Q_{mm} é a vazão média mensal;
- Q é a vazão de formação.

Portanto, em todos os métodos de definição da condição de estabilidade de cursos d'água, o escoamento é considerado em regime permanente, e a vazão utilizada para fins de cálculo é a vazão de formação (Q), que pode ser estimada por algum dos critérios supracitados, ou eventualmente, por algum outro, sugerido pelo próprio autor do método.

5.3.2. Variação da carga sedimentar

Assim como a vazão líquida, a vazão sólida sofre grandes variações ao longo de um ciclo hidrológico.

Conforme mostrado no item 4.3.1.4, quase toda carga sedimentar de um rio é transportada durante as cheias, de tal forma que no período de estiagem a vazão sólida é quase nula.

Não existem critérios específicos para determinação da vazão sólida a ser utilizada nos métodos de cálculo das condições de equilíbrio, assim como existem para a definição da vazão líquida (vazão de formação).

Contudo, sabe-se que as vazões responsáveis pela modelação do leito de um curso d'água são aquelas que ocorrem com menor frequência (como a vazão de formação com $TR \approx 1,4$ anos). Assim, na ausência de um critério específico, adotar a vazão sólida correspondente à vazão de formação parece ser a alternativa mais razoável, embora não exista nenhuma confirmação teórica ou experimental que indique ser esta a melhor escolha para representar todo regime anual de carga sedimentar.

5.3.3. Distribuição granulométrica do material do leito

Nas equações de estabilidade dos cursos d'água, a distribuição granulométrica do material do leito é representada através de um diâmetro característico, que varia conforme o autor. Grande parte dos métodos utiliza o diâmetro médio ou o d_{50} .

A granulometria do material do leito afeta diretamente o transporte de sedimentos em um canal e, por conseguinte, todo o mecanismo de estabilidade. Assim, a simplificação de utilizar o diâmetro médio, para representar o material sólido como um todo, não afetaria muito os resultados, caso a distribuição granulométrica fosse quase uniforme (material mal graduado), como pode ocorrer nos estudos de laboratório em modelos físicos.

Entretanto, nos cursos d'água naturais, o leito raramente é composto por material de granulometria uniforme, sendo que geralmente o material é bem graduado. Nestes casos, o fluxo tende a arrastar primeiro os materiais mais finos (princípio da seleção), deixando o material mais grosso no leito. Este material de maior dimensão tem a tendência de formar uma capa superior no fundo, com partículas mais grosseiras cobrindo e impedindo o arraste das mais finas, que ficam abaixo delas. Este fenômeno que ocorre no escoamento em rios é conhecido como encouraçamento do material de fundo, e foi explicado em maiores detalhes no item 4.8.1. Ainda no capítulo 4, foram apresentados alguns métodos que permitem avaliar este fenômeno e determinar um

diâmetro representativo para o material do fundo (com objetivo de avaliar a condição crítica de início de transporte de sedimentos).

O encouraçamento aumenta a resistência do material do leito, indicando que o uso do diâmetro médio do material original (sem a couraça) nas equações, possivelmente superestima o aporte de sedimentos em cursos d'água com leito bem graduado. Mesmo assim, nenhum dos métodos de avaliação da condição de estabilidade, propostos no presente trabalho, considera este efeito.

Além disso, na maior parte dos casos, também não são consideradas as diferenças entre o material que compõe o fundo e aquele que compõe as margens, que muitas vezes tem características granulométricas bastante distintas. Este fato também pode afetar o equilíbrio do curso d'água. Por exemplo, rios com margens coesivas (com uma faixa de material muito fino na composição granulométrica) e fundo arenoso tendem a ter uma relação entre largura e profundidade (B/h) menor do que rios com leito composto exclusivamente por material solto (arenoso).

5.4. Graus de Liberdade

Segundo MAZA (1986), um escoamento pode ter um ou vários graus de liberdade, dependendo das características de suas fronteiras. Alguns autores propõem três graus de liberdade para cursos d'água naturais, enquanto outros propõem quatro:

- **Um grau de liberdade:** Ocorre quando, num canal, tanto o fundo quanto as margens são rígidas e, portanto, a única interação entre o fluxo e a fronteira é através da rugosidade. Exemplos mais comuns deste caso são canais com revestimento artificial (de concreto, por exemplo), ou tramos de rios onde o escoamento é incapaz de movimentar o material sólido do leito. Neste caso, a única incógnita do problema é a profundidade (h), que será função da vazão escolhida como representativa. Assim, para solução deste problema é necessário o uso de apenas uma equação: a de resistência ao escoamento (desde que seja conhecido o coeficiente de rugosidade);

- **Dois graus de liberdade:** Um escoamento tem dois graus de liberdade quando as margens são rígidas, mas ocorre transporte de sedimentos. Dessa forma, uma mesma combinação de vazões líquida e sólida ajustarão sempre a mesma declividade (i) e profundidade (h). Portanto, há duas incógnitas no problema, o que implica na necessidade de duas equações: uma de resistência ao escoamento e outra de transporte de sedimentos;
- **Três graus de liberdade:** Ocorre quando o fluxo passa por um canal onde é capaz de transportar tanto o material do fundo quanto das margens. É o caso mais geral, no qual determinadas vazões líquida e sólida ajustarão a largura (B), profundidade (h) e declividade (i). Como são três as incógnitas, são necessárias três equações, a saber: uma equação de resistência ao escoamento, uma equação de transporte de sedimentos e uma equação de forma (que, em geral, relaciona a largura do canal com os demais parâmetros);
- **Quatro graus de liberdade:** Alguns autores defendem a existência de um quarto grau de liberdade, que se refere à possibilidade do curso d'água de formar sinuosidades ou meandros. Contudo, segundo MAZA (1986), é importante destacar que a formação de meandros é, em parte, consequência da necessidade que o rio tem de aumentar seu comprimento, quando a declividade necessária para a condição de equilíbrio é menor do que a declividade geral do terreno na direção preferencial de jusante.

Portanto, o quarto grau de liberdade refere-se ao traçado em planta que um curso d'água desenvolve durante sua formação. Mesmo sendo considerado como uma consequência de um ajuste da declividade de equilíbrio, o traçado planimétrico afeta também outras características importantes do escoamento, como a perda de carga do fluxo d'água. Por exemplo, um trecho de canal com traçado sinuoso, ou meandrante, tem uma resistência maior ao escoamento do que um trecho retilíneo. Diferentes formas de traçados e alguns métodos para avaliar suas condições de equilíbrio são apresentados no capítulo 6.

No que diz respeito à Teoria do Regime que é apresentada no capítulo 7, a maior parte dos canais de irrigação estudados tinha traçado praticamente retilíneo, sendo que, em alguns casos, a tendência à formação de meandros era impedida através de obras de proteção das margens. Portanto, para o estudo destes canais artificiais o problema da estabilidade constitui fundamentalmente na determinação de três incógnitas: largura (B), profundidade (h) e declividade (i) de equilíbrio, ou seja, o problema tem três graus de liberdade.

5.5. Tipos de Estabilidade

Segundo MAZA; CRUICKSHANK (1976) é possível definir três tipos de estabilidade, de acordo com as características peculiares de cada curso d'água: estabilidade estática, estabilidade dinâmica e estabilidade morfológica. A seguir descreve-se cada um destes conceitos.

5.5.1. Estabilidade Estática

Ocorre quando um escoamento tem capacidade de carregar muito mais partículas sólidas do que realmente está carregando, mas, ao mesmo tempo, não possui energia suficiente para movimentar o material do fundo ou das margens do canal.

Esta condição é comum em trechos montanhosos (ou com material mais grosseiro), nos quais o peso próprio do material do leito é capaz de resistir às tensões de arraste provocadas pelo escoamento. Pode ainda ocorrer em trechos de rio escoando sobre material muito fino, mas que oferece grande resistência devido ao efeito da coesão entre as partículas sólidas. Outro exemplo deste tipo de estabilidade ocorre em canais artificiais ou trechos naturais revestidos com material resistente à ação do escoamento, como enrocamento, gabião, concreto, bolsacreto, entre outros.

Este tipo de equilíbrio é dito estático, pois não ocorrem alterações na forma da seção transversal, ou na declividade, ao longo do tempo. Neste caso, pode-se dizer que o escoamento possui um único grau de liberdade, ou seja, as variações no regime de

vazões provocam apenas alterações na profundidade do escoamento, sem afetar as características geométricas do canal.

5.5.2. Estabilidade Dinâmica

Equivale ao que foi explicado para os canais com três graus de liberdade, sendo que a largura, profundidade e declividade variam conforme o regime de vazões líquida e sólida. Dessa forma, podem ocorrer ajustes anuais nas características geométricas do canal de acordo com a variação do hidrograma.

Num curso d'água estável escoando sobre material solto podem ocorrer movimentações constantes do material do leito através de trocas entre as partículas sólidas transportadas pela corrente e aquelas depositadas no fundo ou nas margens.

Além disso, durante um ano hidrológico geralmente ocorrem grandes variações nas vazões líquidas. Normalmente, durante o período de vazões elevadas é transportada praticamente toda quantidade anual de material sólido pelo rio, sendo que durante os meses de estiagem o transporte de sedimentos é praticamente nulo. Assim, é possível que, ao longo do ano, variações nas seções transversais ou no traçado do rio ocorram de maneira significativa. Por exemplo, rios de planície possuem em geral uma seção transversal bem característica com um leito menor correspondente à vazão de formação do rio, que pode ser inclusive meandrante, e um leito maior para as vazões de cheia, com um traçado preferencialmente retilíneo.

Mesmo assim, o curso d'água pode ser considerado estável se ao longo dos anos não sofrer alterações significativas em suas características geométricas, considerando-se tanto as formas correspondentes aos períodos secos quanto aos períodos de cheias. Em outras palavras, num curso d'água estável podem ocorrer alterações expressivas nas formas da seção transversal ou traçado ao longo de um ciclo anual, desde que estas condições mantenham-se praticamente as mesmas ao final de cada ciclo. Isto é o que representa basicamente o conceito de estabilidade dinâmica, que é o caso mais comum nos cursos d'água naturais escoando sobre leito aluvionar.

5.5.3. Estabilidade Morfológica

O conceito de estabilidade morfológica é o mais amplo dos três tipos apontados por MAZA; CRUICKSHANK (1976). Refere-se a todos os trechos de rio, formados por um canal único ou por múltiplos canais (rios trançados, bifurcações ou traçados com formação de ilhas), que tenham atingido a condição de equilíbrio, livres da interferência humana.

De acordo com os autores, a menos de migrações laterais, as características da maior parte dos cursos d'água naturais variam muito pouco em intervalos relativamente curtos de tempo, como, por exemplo, durante a vida útil de obras fluviais que, em geral, é considerada entre 50 e 100 anos. Para intervalos de tempo muito maiores, como da ordem de séculos, é possível observar grandes alterações nas características geométricas do leito dos rios, mas isso não significa que estes trechos sejam instáveis, e sim que estão em condições de estabilidade morfológica.

Embora o conceito de estabilidade morfológica seja mais abrangente, para fins de estudo de estabilidade de cursos d'água com a finalidade de atender obras de Engenharia, que é o objetivo deste trabalho, são os conceitos de estabilidade dinâmica, e em alguns casos particulares, de estabilidade estática, que são efetivamente empregados na avaliação de um determinado projeto.

6. DESENVOLVIMENTO PLANIMÉTRICO DOS CURSOS D'ÁGUA E SUAS RELAÇÕES COM OS PERFIS LONGITUDINAL E TRANSVERSAL DO LEITO

6.1. Introdução

O traçado em planta ou desenvolvimento planimétrico de um curso d'água é uma consequência dos processos de equilíbrio resultantes da interação entre o escoamento e o meio físico que o cerca, ou seja, a bacia hidrográfica.

De acordo com LEOPOLD *et al.* (1964), o traçado em planta representa um mecanismo adicional de ajuste que, conjuntamente com a declividade e a forma da seção transversal, é responsável pelo estado de equilíbrio de um curso d'água. Ainda segundo os autores, o traçado afeta diretamente a resistência ao escoamento, e a existência de um ou outro tipo está diretamente relacionada com a quantidade e característica dos sedimentos, assim como, com o regime de vazões. Dessa forma, por exemplo, canais anastomosados e meandrantés oferecem maior resistência ao escoamento do que os canais retos.

Para estudar os diferentes tipos de traçados e suas relações com os perfis longitudinal e transversal do leito, é utilizada a classificação proposta no capítulo 2, ou seja, no que diz respeito aos canais de curso único, são avaliados separadamente os trechos retos, sinuosos e meandrantés. Quanto aos canais com cursos múltiplos, embora não sejam o foco principal deste trabalho, são feitas algumas observações sobre os trechos do tipo anastomosado ao final deste capítulo.

Recapitulando, num curso d'água qualquer os trechos retos são aqueles com baixo índice de sinuosidade (relação entre o comprimento do eixo do canal e a linha reta que une os dois extremos do trecho – vide definição no capítulo 2), ou seja, IS variando entre 1,0 e 1,1.

Os trechos sinuosos são todos aqueles que apresentam formação de curvas durante seu trajeto, mas que não caracterizam claramente a formação de meandros. Neste grupo incluem-se os trechos com formação de curvas alternadas suaves (comprimentos de ondas maiores do que amplitude e $\omega < 90^\circ$), assim como os trechos com presença de curvas bruscas, isoladas ou sem padrões definidos, condicionadas por fatores locais como afloramentos rochosos. Quando o trecho sinuoso apresenta formação de curvas alternadas com constância na amplitude e no comprimento de onda entre curvas sucessivas, é denominado de trecho sinuoso regular.

Os trechos meandrantés, como o próprio nome diz, são aqueles com formação de meandros bem definidos, ou seja, com presença de curvas sucessivas e alternadas que possuem grandes valores de amplitude em relação ao comprimento de onda e

$\omega > 90^\circ$, formando grandes alças. Ressalta-se que entre curvas sucessivas pode ou não haver regularidade¹.

As figuras 2.4 e 2.5 procuram mostrar esquematicamente exemplos de trechos sinuosos e meandranes.

Conforme mencionado no capítulo 2, em grande parte da bibliografia, o uso do termo leitos meandranes é mais generalizado, incluindo praticamente todos os trechos de rios com formação de curvas alternadas. Neste trabalho, este termo é reservado para casos mais específicos, onde as curvas são mais acentuadas. Esta diferenciação da terminologia aplicada no presente texto com relação à outras referências bibliográficas é justificada no item 6.4.3.1.

A principal característica dos trechos anastomosados é a formação de múltiplos canais para a época de vazões mais baixas. Estes canais são separados entre si por meio de bancos detríticos (ou ilhas). Entretanto, durante a passagem de cheias, o trecho anastomosado pode assumir um curso único, com um traçado preferencialmente retilíneo, e com a possibilidade de que os bancos detríticos fiquem submersos, ou até mesmo, sejam arrastados.

“O conhecimento das características morfológicas e dos processos envolvidos em cada categoria de canal é de suma importância para os planejamentos sobre a utilização de áreas ribeirinhas e do leito do canal. O uso agrícola e urbano das áreas marginais, a construção de edifícios, de pontes e de outras obras de arte, a instalação de indústrias, o uso das águas fluviais para o abastecimento ou navegação, os projetos de saneamento e de retificação de rios, todos devem levar em consideração os processos e a dinâmica observada nos diversos tipos de canais” (CHRISTOFOLETTI, 1981).

Antes de estudar em detalhes cada um dos tipos de desenvolvimento planimétrico de um canal aluvionar, é interessante expor, em linhas gerais, alguns conceitos básicos sobre a corrente fluvial e sua interação com o leito, que são decorrentes dos

¹ A regularidade é determinada pela constância do comprimento de onda e amplitude entre curvas sucessivas

mecanismos de equilíbrio dinâmico de um curso d'água. Estes conceitos auxiliam na compreensão dos processos físicos responsáveis pela formação do traçado e composição dos perfis longitudinal e transversal do canal.

6.2. Princípios físicos do escoamento em rios

Na natureza, os cursos d'água que escoam sobre leitos aluvionares dificilmente seguem uma trajetória retilínea, ou aproximadamente retilínea, por distâncias muito grandes. Em outras palavras, no traçado planimétrico existe uma forte tendência à formação de curvas, chamadas genericamente por muitos autores de meandros¹.

Além disso, uma observação mais cuidadosa nos leitos naturais revela a formação de depressões e soleiras (ou bancos detríticos) ao longo do traçado, inclusive em trechos de traçado retilíneo.

Neste item 6.2, é esboçado um panorama histórico do estudo do traçado em planta dos cursos d'água, que ajuda a entender a evolução das pesquisas realizadas e do conhecimento técnico sobre o assunto.

No final do século XIX, esta tendência à formação de curvas no traçado dos rios aluvionares despertou a atenção de muitos engenheiros ligados à área de navegação fluvial, que passaram a conduzir diversos estudos para entender melhor os mecanismos físicos que explicassem tal fenômeno.

Um dos mais importantes estudos realizados sobre o desenvolvimento planimétrico dos rios, e sua relação com o perfil longitudinal do leito, foi realizado por Louis Jérôme Fargue, no rio Garone (França), na segunda metade do século XIX. Ainda hoje, os resultados obtidos a partir desta pesquisa são considerados como a base clássica do conhecimento empírico. As principais conclusões dos estudos de Fargue são apresentadas em maiores detalhes no item 6.4.2.

¹ Neste trabalho, o termo *meandro* é reservado para um tipo específico de formação de curva, com grandes relações amplitude/comprimento de onda, conforme definido no item 6.4.3.1.

Interessado em promover correções no traçado de rios, a fim de permitir a navegação de embarcações de grande porte, Fargue realizou uma série de observações sobre os tipos de curvas que se formavam no rio Garone, e procurou relacioná-las com a formação de bancos detríticos e depressões ao longo do leito. O autor obteve algumas relações matemáticas para este fim, mas que, evidentemente, tinham aplicações absolutamente restritas, valendo somente para aquele trecho específico do rio. Entretanto, o autor fez importantes contribuições para a Hidráulica Fluvial, pois definiu algumas características físicas gerais para trechos de rios com formação de curvas. Em outras palavras, Fargue descreveu o comportamento do perfil longitudinal do talvegue com relação ao traçado planimétrico do curso d'água, observando tendências de caráter geral para trechos curvos, tais como¹:

- Formação de depressão (ponto de maior profundidade) localizada junto à margem côncava (externa) de uma curva, e deslocada para jusante com relação à seção que contém o ponto de máxima curvatura;
- Formação de soleira (baixio) um pouco deslocada para jusante com relação à seção que contém o ponto de inflexão entre duas curvas consecutivas;
- Formação de bancos detríticos junto à margem convexa (interna) de uma curva, e também deslocada para jusante com relação à seção que contém o ponto de máxima curvatura;

Embora não tenha procurado explicar estes fenômenos, do ponto de vista físico, as observações de Fargue foram o ponto de partida para uma série de teorias, desenvolvidas com o objetivo de justificar estas peculiaridades no comportamento dos cursos d'água.

Outra importante linha de pesquisa ocorreu a partir de estudos em modelo físico reduzido, inicialmente através de experiências conduzidas pelo próprio Fargue e por Engels e, mais tarde, por muitos outros pesquisadores. Com uso de um aparato

¹ A Figura 6.11 ilustra as variações no perfil longitudinal de um rio com relação ao traçado planimétrico para um trecho em curva.

experimental que consistia numa caixa de madeira cheia de terra, com distribuição granulométrica uniforme, disposta com uma declividade suave, e sobre a qual se fazia correr pela superfície uma corrente fluida de baixa velocidade, Engels verificou que, após algum tempo, o curso d'água inicialmente retilíneo tendia a formar um traçado sinuoso. A Figura 6.1 mostra os resultados dos ensaios de J. F. Friedkin.

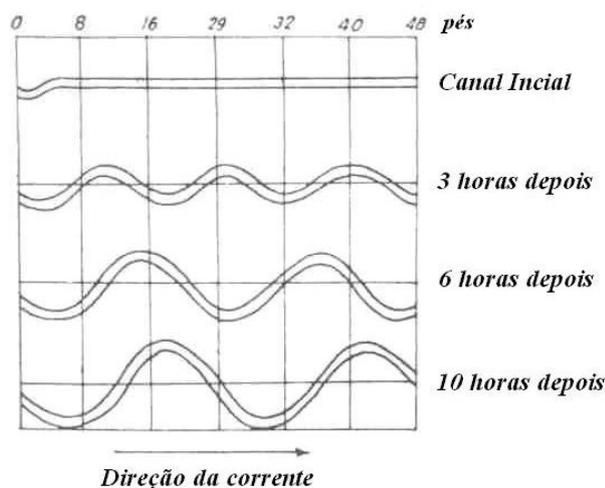


Figura 6.1 – Resultados dos ensaios de J. F. Friedkin realizado em *Waterways Experimental Station* nos EUA, Mississippi. Fonte: LELIAVSKY (1964).

O resultado apresentado na Figura 6.1 foi comprovado em muitas outras experiências semelhantes realizadas em canais de laboratório, o que indica que efetivamente existe uma tendência natural à formação de traçados sinuosos, com curva alternadas e semelhantes entre si, quando o escoamento é permanente, escoamento sobre um material de granulometria uniforme e tem energia suficiente para erodir o leito. A sinuosidade do traçado será tanto maior, quanto maior for a energia do escoamento e, portanto, sua capacidade de transporte, pois para atingir o estado de equilíbrio, a corrente tende a aumentar o traçado, diminuindo a declividade e, por conseguinte, a energia do escoamento. Portanto, simplificadamente pode-se dizer que: com o aumento da vazão e da capacidade de transporte, as curvas tornam-se cada vez mais acentuadas (curvaturas cada vez maiores), com alças cada vez mais definidas (amplitude vai aumentando em relação ao comprimento de onda), de tal forma que os trechos sinuosos tendem a tornar-se meandranes.

Portanto, os leitos meandantes podem ser entendidos como um caso particular “mais acentuado” dos leitos sinuosos. Em outras palavras, os meandros formam-se devido ao grande déficit entre a capacidade de transporte e a vazão sólida, o que provoca uma intensa erosão das margens, assim como, um importante aumento do traçado, a fim de que o rio atinja seu estado de equilíbrio.

Os resultados dos ensaios em modelo físico também comprovaram as observações feitas por Fargue, com formação de depressões (na margem côncava) e bancos de areia (na margem convexa), ambos deslocados para jusante em relação ao ponto de máxima curvatura.

Para entender, do ponto de vista físico, a formação de curvas e a erosão e deposição de materiais ao longo do traçado, pode-se imaginar um modelo idealizado conforme descrito por LELIAVSKY (1964). Inicialmente em um canal com traçado perfeitamente retilíneo, escoava uma corrente fluida de trajetória também reta sobre um leito composto de material granular (solto). Esta condição inicial mantém-se indefinidamente caso o escoamento não tenha energia suficiente para movimentar as partículas que compõe o leito. Caso contrário, uma erosão num ponto qualquer do canal, mesmo que de magnitude infinitesimal, é capaz de provocar a formação de uma irregularidade localizada. Neste ponto, as linhas de corrente desviam-se da trajetória retilínea, encurvando-se e provocando o surgimento de componentes radiais de velocidade e tensão de cisalhamento. Próximo à irregularidade, há uma região em que o campo de velocidades torna-se mais intenso (efeito do obstáculo no escoamento), aumentando o poder erosivo da corrente localmente, e provocando uma tendência ao aumento da irregularidade, que, por sua vez, desvia ainda mais o escoamento, formando trajetórias curvilíneas cada vez mais acentuadas.

Em um escoamento com trajetórias curvilíneas, a ação da força centrífuga provoca uma inclinação transversal da linha d'água, com aumento da profundidade no lado externo da curva¹, e, portanto, um aumento da pressão neste local. Este aumento da

¹ A ação da força centrífuga tende a “empurrar” a massa d'água para o lado externo da curva.

pressão induz à formação de uma corrente secundária, que tende à caminhar da margem côncava para a convexa, conforme indicado na Figura 6.2.

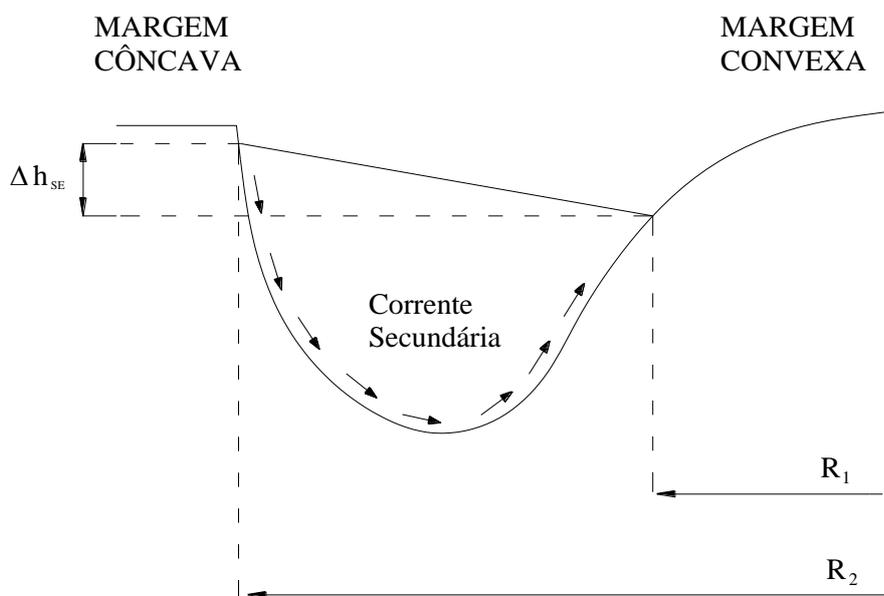


Figura 6.2 – Esquema simplificado de uma seção transversal de um canal em curva, representando a sobrelevação na margem côncava e a corrente secundária.

A corrente secundária, em conjunto com a corrente principal, forma o chamado fluxo helicoidal secundário. Este fluxo helicoidal é responsável pela movimentação dos sedimentos da margem côncava em direção à convexa, ou seja, o mecanismo descrito é o principal responsável pela erosão da margem côncava e deposição do material sólido na margem convexa.

O modelo acima descrito justifica a tendência natural, observada nos resultados de laboratório, de formação de traçados sinuosos para escoamentos inicialmente retilíneos com capacidade de movimentação do material do leito. Além disso, o modelo também está de acordo com as observações de campo e laboratório, que detectaram a formação de fossas de erosão junto às margens côncavas de trechos curvos, assim como a formação de bancos detríticos junto às margens convexas.

Portanto, este é o modelo físico fundamental utilizado para explicar a formação e as características dos trechos sinuosos em rios.

A ocorrência do fluxo helicoidal foi confirmada através de pesquisas de campo e laboratório. N. de Leliavsky desenvolveu um aparato para registrar as direções das correntes em rios. A Figura 6.3 e a Figura 6.4 apresentam os esquemas deste aparato. Através destes registros, N. de Leliavsky pôde comprovar que, de fato, as correntes nos cursos d'água não seguiam trajetórias paralelas às margens do canal, e que estes desvios, em hipótese nenhuma, eram devidos à desordem caótica típica do escoamento turbulento, mas referiam-se às médias temporais. Isto porque, além das correntes não serem paralelas às margens, mostravam alterações periódicas e sistemáticas de direção, bem diferentes de flutuações instantâneas desordenadas. Esta disposição da direção das correntes fluviais, determinada pelo pesquisador, estava absolutamente de acordo com o modelo proposto para explicar os fenômenos de erosão e depósito de sedimentos que originam os trechos sinuosos em rios, transformando-se numa importante evolução para o conhecimento do escoamento em cursos de água naturais.

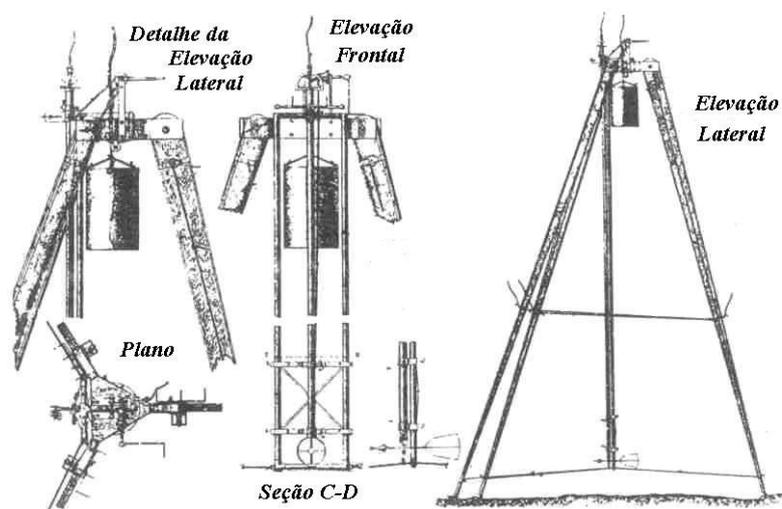


Figura 6.3 – Esquema geral do suporte para o aparato de registro da direção das correntes em rios de N. de Leliavsky. Fonte: LELIAVSKY (1964).

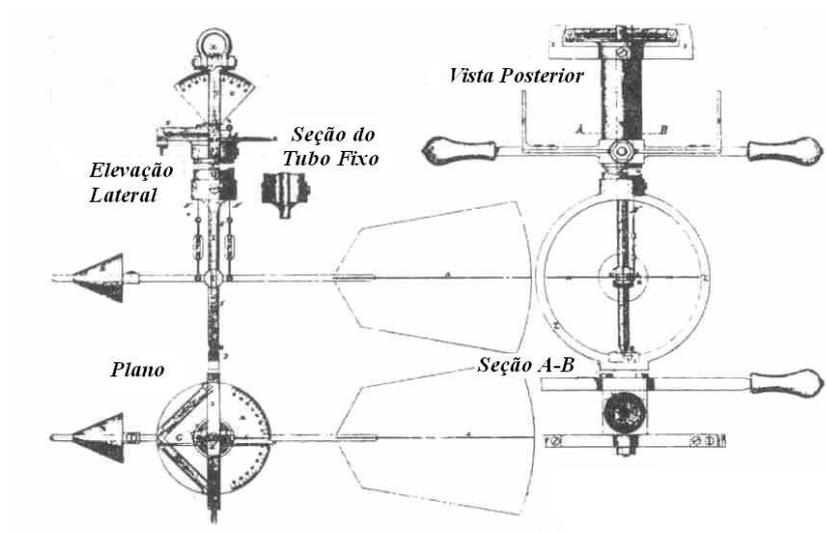


Figura 6.4 – Detalhe do aparato desenvolvido por N. de Leliavsky para registro da direção das correntes em rios. Fonte: LELIAVSKY (1964).

Diversas experiências em laboratório também foram realizadas para comprovar a existência da corrente secundária. De acordo com LELIAVSKY (1964), a primeira experiência conhecida foi realizada por James Thomson em 1879 e depois repetida e modificada por muitos outros pesquisadores. Basicamente o experimento consistiu em utilizar um canal em forma de “U” através do qual se fazia circular o escoamento. Em diversos pontos da margem côncava, a_1 , a_2 , a_3 , a_4 e a_5 , foi introduzido carvão pulverizado. Observou-se que as partículas de carvão tendiam a caminhar sobre o fundo, cruzando o eixo do canal, e acumulando-se na margem convexa (respectivamente nos pontos b_1 , b_2 , b_3 , b_4 e b_5), num mecanismo semelhante à formação de bancos detríticos em rios. A Figura 6.5 ilustra o resultado do experimento.

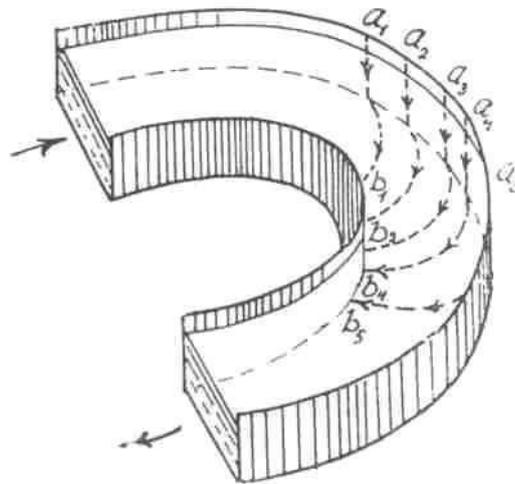


Figura 6.5 – Experimento original de Thomson para explicar o modelo fundamental de formação de curvas em rios. Fonte: LELIAVSKY (1964).

Apesar do modelo utilizado para explicar a formação de curvas em rios, é importante ter em mente que o traçado é apenas mais uma das variáveis de controle do escoamento em cursos d'água, utilizada conjuntamente com a forma da seção transversal e a declividade para atingir o estado de equilíbrio.

Além disso, é importante reforçar que todo o mecanismo de formação de trechos com curvas, descrito acima, só irá desenvolver-se caso dois fatores básicos contribuam:

- O escoamento deve atingir o trecho transportando uma quantidade de material sólido inferior à sua capacidade de transporte, para que tenha uma tendência a retirar o material do leito;
- A energia do escoamento deve ser suficiente para provocar erosão do material do leito, caso contrário, não ocorrerá transporte sólido e o leito permanecerá estável.

Em outras palavras, quando o escoamento chega a um trecho transportando material sólido em quantidade inferior à sua capacidade e, ao mesmo tempo, com energia

suficiente para erodir o leito, existe a tendência à formação de trechos sinuosos, através da erosão das margens. Este nada mais é do que um mecanismo natural encontrado pelo escoamento para atingir seu estado de equilíbrio, por meio da redução de sua energia (ou capacidade de transporte), em consequência do aumento do traçado (ou redução da declividade do canal).

6.3. Trechos retilíneos

6.3.1. Introdução

De acordo com LEOPOLD *et al.* (1964), nos cursos d'água naturais os trechos retilíneos são raramente maiores do que dez vezes a largura do canal. Evidentemente exceções podem ser encontradas em alguns casos excepcionais, como, por exemplo, escoamentos através de falhas tectônicas, de trajeto aproximadamente retilíneo, e que se estendam por distâncias maiores do que as mencionadas.

Os canais tendem a apresentar traçados preferencialmente retilíneos, quando chegam a um dado trecho transportando uma quantidade de sedimentos maior do que sua capacidade de transporte. Neste caso, o trajeto reto é o que garante maior energia para que se atinja o estado de equilíbrio. É também possível que, nestas condições, haja a formação de um trecho anastomosado, conforme está explicado no item 6.6. Ainda assim, convém ressaltar que, geralmente, para vazões mais altas, os trechos anastomosados transformam-se num canal único, de traçado praticamente retilíneo, que pode vencer distâncias bem maiores do que dez vezes a largura do canal.

A razão para os trechos retos escoando sobre leitos aluvionares serem raros, ou quando ocorrem, de curta extensão, foi explicada no item 6.2, e está relacionada com a própria mecânica do escoamento em rios, que favorece a formação de sinuosidades.

De qualquer forma, é interessante definir algumas características básicas do escoamento neste tipo de canal, que podem ser úteis no projeto de correções em trechos

naturais, nos quais, para fins de navegação, por exemplo, deseje-se projetar um trecho retilíneo.

6.3.2. Formação de bancos detríticos alternados

Em primeiro lugar, deve-se dizer que embora as margens do curso d'água sigam trajetórias retilíneas, o talvegue (lugar geométrico dos pontos de maior profundidade ao longo do leito) segue uma trajetória tipicamente sinuosa, provocando uma sucessão de soleiras e depressões. Em geral, no lado oposto ao ponto de maior profundidade, há a formação de um banco detrítico, de tal forma que as fossas de erosão e os bancos tendem a alternar de um lado para o outro.

Portanto, o tipo de escoamento e a forma de deposição de materiais sólidos num trecho retilíneo são semelhantes aos de um trecho sinuoso, o que leva a especular que a formação de trechos retos, possivelmente, ocorre devido ao escoamento não possuir energia ou capacidade suficiente para movimentar o material sólido das margens (não consegue erodir as margens), afinal a tendência à formação de curvas se mantém.

Estas características de conformação do leito em trechos retilíneos foram observadas em campo e confirmadas em estudos de laboratório.

De acordo com LEOPOLD *et al.* (1964), a formação de depressões e soleiras ao longo do traçado retilíneo parece ser favorecida pela heterogeneidade do material do leito, pois testes realizados em canais carregando material (areia) com granulometria uniforme mostraram pequena tendência à formação de bancos alternados.

6.3.3. Correntes secundárias

Outra importante característica observada em trechos retilíneos é a formação de correntes secundárias no plano perpendicular ao fluxo, formando duas ou mais células de circulação. A Figura 6.6 mostra as observações feitas por alguns pesquisadores a respeito da formação das correntes secundárias em canais retilíneos.

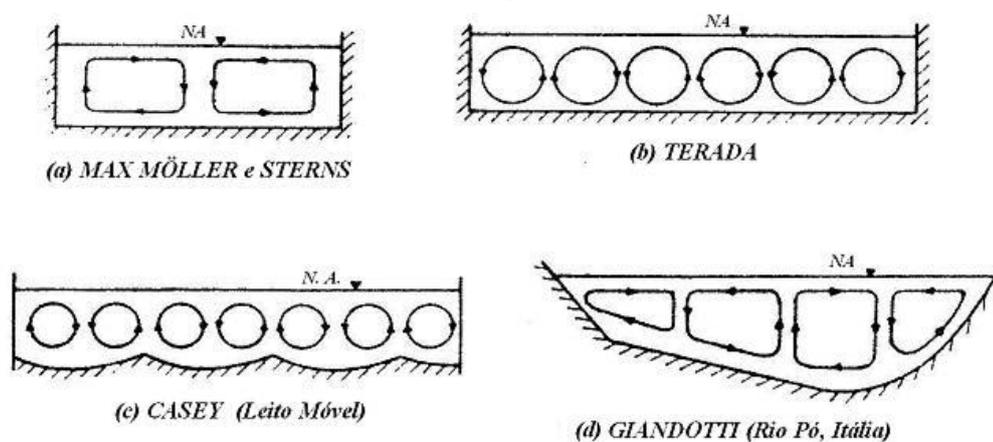


Figura 6.6 – Observações a respeito da formação de correntes secundárias em trechos retos. Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).

As correntes secundárias em trechos retos têm um mecanismo de formação diferente daquelas que surgem em curvas e que foram descritas no item 6.2 (veja Figura 6.2).

De acordo com RICHARDSON (1997), num escoamento em canais existem basicamente dois tipos de correntes secundárias que podem formar-se: aquelas induzidas por mudanças de direção (*skew induced*) e aquelas induzidas pela tensão de cisalhamento (*stress induced*). Em trechos retilíneos, as correntes secundárias são do segundo tipo (*stress induced*), ou seja, aparecem em virtude de uma anisotropia na distribuição das tensões de cisalhamento junto ao leito. “As correntes secundárias do primeiro tipo (*skew induced*) são causadas por mudanças na direção do escoamento que afetam a corrente principal, tais como presença de curvas ou mudanças bruscas na forma da seção transversal” (PRANDTL, 1952).

As correntes secundárias que surgem em função da mudança de direção são, em geral, mais intensas do que aquelas induzidas pela anisotropia na distribuição de tensões. Contudo, tanto uma quanto a outra são capazes de afetar a distribuição de velocidades do fluxo principal e a própria distribuição de tensões no trecho, afetando fatores importantes da dinâmica fluvial, como o transporte de sedimentos.

Portanto, mesmo num trecho retilíneo, EINSTEIN; LI (1958) mostram que as correntes secundárias (*stress induced*) formam-se espontaneamente no escoamento turbulento, e são governadas pela seguinte equação (válida para escoamentos tridimensionais, permanentes e em regime turbulento):

$$V \frac{\partial \Omega}{\partial y} + W \frac{\partial \Omega}{\partial z} = \frac{\partial^2 (\overline{v'^2} - \overline{w'^2})}{\partial y \partial z} + \frac{\partial^2 \overline{v'w'}}{\partial z^2} - \frac{\partial^2 \overline{v'w'}}{\partial y^2} + \nu \cdot \nabla^2 \Omega \quad (6.265)$$

Na qual:

- V, W : componentes da velocidade média nas direções y (vertical ao fluxo principal) e z (transversal ao fluxo principal), respectivamente;
- v', w' : parcelas das flutuações turbulentas nas direções y e z , respectivamente;
- Ω : vorticidade perpendicular à direção do escoamento, dada por:

$$\Omega = \frac{\partial W}{\partial y} - \frac{\partial V}{\partial z} \quad (6.266)$$

Na eq.(6.265), as duas parcelas da esquerda representam a taxa de mudança de rotação das partículas no plano y - z . São apenas descritivas do movimento, e não são a causa da corrente secundária.

Os termos $\frac{\partial^2 \overline{v'w'}}{\partial z^2}$ e $\frac{\partial^2 \overline{v'w'}}{\partial y^2}$ existem se o movimento médio ocorre na direção y e z e

se $\frac{\partial V}{\partial z} \neq 0$ e $\frac{\partial W}{\partial y} \neq 0$. Em outras palavras, estas parcelas existem como consequência

da corrente secundária, e também não são sua causa.

Já o termo $\frac{\partial^2(\overline{v'^2} - \overline{w'^2})}{\partial y \partial z}$ não depende da corrente secundária para existir. Sua magnitude é função do número de Reynolds do escoamento (Re), da forma do canal e de sua rugosidade. Este é o termo responsável pela geração da corrente secundária em trechos sem mudança de direção.

A parcela $\nu \cdot \nabla^2 \Omega$ pode ser negligenciada exceto próximo às paredes.

Além disso, de acordo com os resultados experimentais de NEZU; NAKAGAWA

(1984) os termos $\frac{\partial^2 \overline{v'w'}}{\partial z^2} - \frac{\partial^2 \overline{v'w'}}{\partial y^2}$ e $\frac{\partial^2(\overline{v'^2} - \overline{w'^2})}{\partial y \partial z}$ têm sinais opostos e são muito

maiores do que o termo $V \frac{\partial \Omega}{\partial y} + W \frac{\partial \Omega}{\partial z}$.

Portanto, caso $\frac{\partial^2(\overline{v'^2} - \overline{w'^2})}{\partial y \partial z} \neq 0$, então pelo menos um dos termos $\frac{\partial^2 \overline{v'w'}}{\partial z^2}$ ou $\frac{\partial^2 \overline{v'w'}}{\partial y^2}$

deve ser diferente de zero, ou seja, deve haver movimento secundário.

“Embora o mecanismo de correntes secundárias seja muito complicado para analisar teoricamente, a anisotropia entre v' e w' é a causa principal de sua ocorrência. Tal anisotropia de turbulência é causada por um complexo caminho de condições de contorno nas fronteiras sólidas e superfície livre” (NEZU *et al.*, 1993). Na Figura 6.7 apresenta-se um diagrama de blocos que procura representar o mecanismo de formação de correntes secundárias, proposto pelos autores supramencionados.

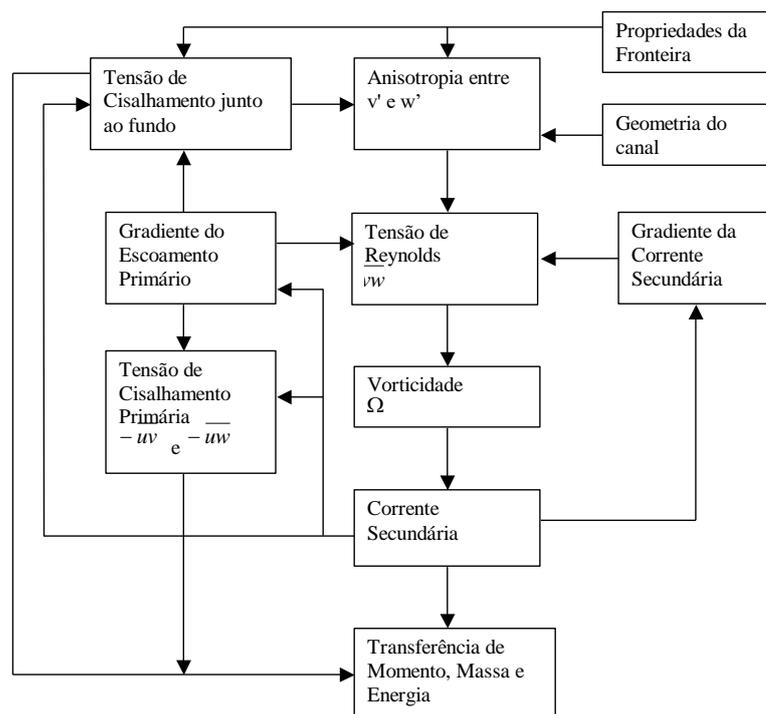


Figura 6.7 – Mecanismo de geração de correntes secundárias para escoamentos em canais. Fonte: NEZU *et al.* (1993).

Da Figura 6.7 pode-se perceber que as condições de fronteira associadas com a geometria do canal, em última instância, provocam a anisotropia entre v' e w' e, portanto, a corrente secundária. Além disso, a corrente secundária afeta diretamente o escoamento principal e o gradiente de velocidade afeta a distribuição de tensões, influenciando dessa forma no transporte de sedimentos e na própria forma do leito do curso d'água.

Uma vez justificada a existência das correntes secundárias em escoamentos turbulentos (manifestando-se independente da ocorrência ou não de mudanças de direção no fluxo principal), e sua importância para o estudo dos escoamentos fluviais, resta agora avaliar como se manifestam estas correntes numa dada seção transversal do curso d'água. Na Figura 6.6 foram apresentadas as observações a respeito das correntes secundárias realizadas por diversos pesquisadores.

Segundo GARDE; RANGA RAJU (1978), o geofísico alemão Max Möller e o engenheiro americano Sterns foram provavelmente os primeiros a observar as

correntes secundárias em canais retilíneos. As pesquisas destes autores mostraram a formação de duas células de corrente girando em sentido contrário, conforme Figura 6.6 (a).

TERADA (1929) *apud* GARDE; RANGA RAJU (1978) mostrou que em canais de grande largura as partículas de fluido movem-se em trajetórias helicoidais, resultando em diversas células de circulação no plano perpendicular ao fluxo principal, conforme mostrado na Figura 6.6 (b). Outros autores obtiveram resultados semelhantes, como os obtidos por Casey em escoamento sobre leitos móveis, indicado na Figura 6.6 (c), e Giandotti, através de observações no rio Pó na Itália, conforme Figura 6.6 (d).

Entretanto, os estudos de Prandtl em condutos fechados revelaram formas mais complexas de correntes secundárias e lançaram dúvidas sobre as formas mais simples indicadas pelos autores supracitados.

Segundo NEZU *et al.* (1993), até meados da década de 80, as estruturas tridimensionais do escoamento associadas às correntes secundárias ainda não haviam sido verificadas experimentalmente através de medições de campo ou laboratório, devido à carência de instrumentos mais precisos, afinal a magnitude das velocidades nas correntes secundárias é da ordem de 5% da velocidade média principal do escoamento (U). Somente após esta data, instrumentos mais sofisticados de laboratório, como o LDA (*Laser Doppler Anemometer*), foram capazes de medir as correntes secundárias com precisão.

NEZU; RODI (1986) utilizaram um LDA para realizar diversas medições de velocidades (componentes longitudinal e vertical) em escoamentos em canais. O equipamento consiste basicamente numa fonte capaz de emitir feixes de diferentes comprimentos de onda e um foto-detector que, acoplado a um sistema de aquisição digital de dados, permite estimar com precisão os valores de velocidade no escoamento. Uma descrição mais detalhada do aparato experimental, bem como dos procedimentos de ensaio e aquisição de dados, pode ser encontrada no supramencionado trabalho.

NEZU *et al.* (1993) apresentaram valores de correntes secundárias comparando pesquisas de campo (realizadas com medidores eletromagnéticos) e de laboratório (realizadas com LDA). A Figura 6.8 apresenta os resultados de medições de velocidades do escoamento secundário (φ) para canais estreitos (relação entre largura do canal e altura do escoamento próxima de 2,0). Ainda nesta figura, os valores das velocidades secundárias foram divididos pela velocidade máxima tangencial (u_{max}) e multiplicados por 10^3 .

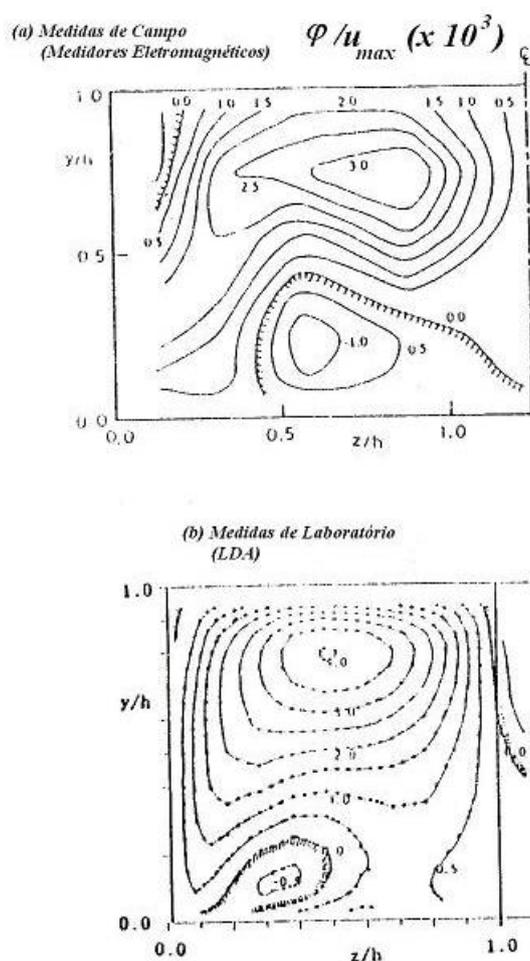


Figura 6.8 – Linhas de corrente do escoamento secundário para metade da seção transversal, dividida no eixo de simetria. (a) Medidas de campo com medidores eletromagnéticos (b) Medidas de laboratório com LDA. Fonte: NEZU *et al.* (1993).

Ainda na mesma pesquisa, os autores confirmaram a estrutura multicelular das correntes secundárias para canais de grande largura, conforme mostram os resultados da Figura 6.9.

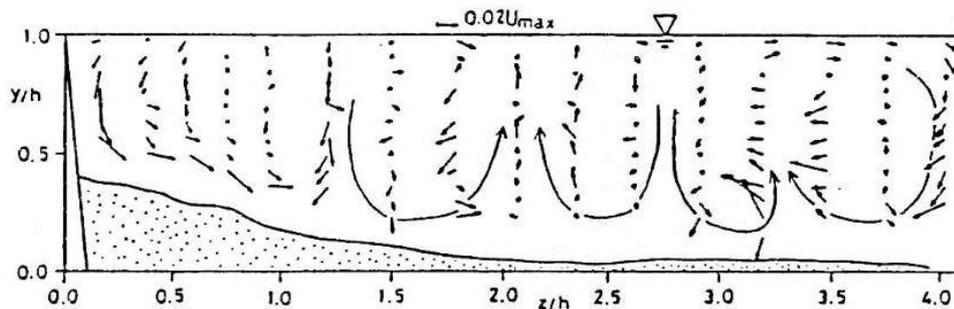


Figura 6.9 – Medições das correntes secundárias para canais de grande largura. Representação de metade da seção transversal, dividida no eixo de simetria. Fonte: NEZU *et al.* (1993).

6.4. Trechos sinuosos

6.4.1. Introdução

Conforme explicado no início do capítulo, neste trabalho são considerados como trechos sinuosos todos os canais de curso único com formações de curvas ao longo de seu traçado, e que não configurem o caso particular de leitos meandrantés.

Vale a pena ressaltar que no presente texto é feita uma distinção entre leitos sinuosos e meandrantés que não é comum na literatura em geral. A maior parte dos autores considera como meandrantés todos os tipos de traçado de curso único com formação de curvas alternadas. Muitos autores, inclusive, costumam atribuir a denominação meandro para quase todo tipo de curva que se forma nos canais. Embora esta seja uma prática relativamente comum, julgou-se preferível reservar para a classificação de meandrantés alguns casos específicos de formação de curvas alternadas caracterizadas por grandes amplitudes, conforme definido no item 2.3.1. Esta classificação é justificada no item 6.5, no qual apresentam-se mais detalhadamente as características peculiares dos trechos meandrantés.

Portanto, no presente texto são considerados como sinuosos inclusive os trechos de rio com traçado formado por curvas alternadas e suaves ($\omega < 90^\circ$), nos quais o

comprimento de onda é maior do que a amplitude, assim como trechos com formações de curvas bruscas ou curvas isoladas, condicionadas por fatores geológicos locais.

Genericamente, pode-se dizer que a principal causa da formação dos traçados sinuosos é a diferença que ocorre, num determinado trecho de rio, entre a capacidade do escoamento de transportar sedimentos e a vazão sólida efetivamente transportada (originária de montante e de eventuais contribuições locais da bacia hidrográfica). Neste caso, o escoamento possui uma tendência a erodir este trecho do rio, tentando extrair do leito a quantidade complementar de material sólido para atingir seu estado de saturação (ou capacidade máxima de transporte). Se esta erosão for possível, ou seja, se o escoamento tiver energia suficiente para remover o material do fundo ou das margens, o leito do rio se tornará instável e tenderá a alterar tanto a forma de sua seção transversal, quanto seu traçado planimétrico. A alteração do traçado em planta ocorre através da formação de curvas, que nada mais são do que um mecanismo natural para redução da declividade do rio, equilibrando as ações no meio fluvial.

Em outras palavras, através da erosão das margens, o escoamento tem a tendência a criar curvas, que, por sua vez, aumentam o comprimento do traçado e, com isso, reduzem a declividade do trecho. Esta redução na declividade implica diretamente numa redução da própria energia do escoamento e também em sua capacidade de transporte de material sólido, configurando-se, portanto, num mecanismo para alcançar o estado de equilíbrio.

Os trechos sinuosos são o caso mais comum para cursos d'água naturais, com traçado único, que escoam sobre leito aluvionar. Até por isso, ao longo dos tempos, foram os tipos mais explorados por pesquisadores do mundo inteiro. O item 6.4.2 apresenta um resumo dos principais tópicos do conhecimento empírico sobre este tipo de traçado e suas relações com as demais características do leito.

Além disso, como a principal característica dos trechos sinuosos é a formação de curvas, o item 6.4.3 apresenta uma formulação matemática adequada a este tipo de escoamento, com pesquisas e modelos mais recentes que permitem relacionar algumas

características hidráulicas do escoamento com o raio de curvatura do traçado em planta.

É importante ressaltar que os leitos meandrantés podem ser considerados um caso particular extremo, ou melhor, bem mais intenso, do mecanismo de formação de sinuosidades num determinado trecho de rio. Portanto, todas as observações que serão feitas a respeito dos mecanismos físicos envolvidos no escoamento em curvas, assim como, sua formulação matemática, vale tanto para os trechos sinuosos quanto para os meandrantés.

6.4.2. Resumo do conhecimento empírico

6.4.2.1 Revisão Histórica¹

No século XIX, a revolução industrial na Europa criou a necessidade do transporte de grandes quantidades de carga, tais como: carvão, minério de ferro e bens resultantes do processo industrial. Neste âmbito, a utilização de um sistema hidroviário integrado às ferrovias parecia a solução ideal para atender às demandas crescentes.

Por este motivo, diversos rios começaram a ser adaptados às necessidades da navegação, sendo regularizados ou tendo seus traçados alterados. No início deste processo, os engenheiros envolvidos nas obras de melhorias não podiam prever, ao certo, quais seriam as conseqüências de suas alterações nos cursos d'água originais, sendo que algumas destas tiveram excelentes resultados, enquanto outras culminaram em verdadeiros desastres.

Embora a modelação física em escala reduzida já tivesse sido utilizada anteriormente para estudar outros problemas hidráulicos como, por exemplo, à construção de barragens, até 1870 ninguém pensou em utilizar modelos em escala reduzida para

¹ A revisão histórica a seguir foi baseada nos trabalhos de HAGER (2003) e LELIAVSKY (1964).

estudar e tentar prever as possíveis conseqüências de alterações nos traçados de rios, ou ainda, para tentar definir as melhores alternativas para este tipo de obra.

Até a segunda metade do século XIX, a França sempre esteve na vanguarda de trabalhos envolvendo modelação física, com diversos trabalhos de pesquisadores famosos, como André Baumgarten, Henry Bazin, Jean-Victor Poncelet, entre outros. A estes renomados pesquisadores, dois engenheiros adicionaram trabalhos fundamentais para a engenharia fluvial, foram eles: Paul François Du Boys e Louis Jérôme Fargue. Este último, embora não tenha seu nome historicamente associado a nenhuma fórmula ou efeito em especial, através de suas pesquisas de campo e em modelos reduzidos teve uma participação fundamental no desenvolvimento de metodologias para correção de rios com a finalidade de atender à navegação.

Fargue estudou na *Ecole Polytechnique* de Paris e foi aceito para o *Corps des Ponts et Chaussés*, onde iniciou uma carreira como engenheiro do governo em 1852, quando foi enviado para trabalhar no rio Garone, no sul da França.

Nesta época, embora diversos trabalhos de correção de rios já tivessem sido executados, não haviam sido definidos com clareza critérios para projetos destas melhorias, de forma que, mesmo entre aqueles considerados como especialistas no assunto, havia opiniões totalmente divergentes. Enquanto alguns dos engenheiros acreditavam que o traçados dos rios deveriam ser preferencialmente retilíneos, outros acreditavam que as curvas eram importantes para o mecanismo de estabilidade e propunham que arcos circulares fossem projetados ao longo do traçado. Até então, todos os projetos realizados eram baseados no conhecimento empírico obtido a partir de trabalhos anteriores, que haviam gerado resultados satisfatórios.

Fargue, entretanto, decidiu mudar a abordagem, propondo o uso de modelação física para definir melhor as correções nos rios. Embora os primeiros modelos construídos para este fim não representassem da maneira ideal algumas características importantes como a vazão, as condições geométricas do canal e a rugosidade do leito, cabe a Fargue o crédito pela idéia e iniciativa de adotar uma nova abordagem para solucionar o problema.

Segundo HAGER (2003), Fargue conduziu seus experimentos em modelo físico entre 1875 e 1876, num canal construído a céu aberto que utilizava como alimentação as águas do rio *Estey de Bègles*, localizado um pouco a jusante do trecho do rio Garone onde o pesquisador trabalhava. O canal tinha largura de um metro e foi modelado com areia do próprio rio Garone. O controle de nível d'água era feito através de uma soleira (*end-sill*). Neste modelo foram realizados um total de 21 ensaios, com tempos de duração variando entre 45 min e 160 horas, nos quais foram consideradas diversas alternativas de traçado em planta, diferentes comprimentos de curvas, assim como algumas alternativas para os raios, ângulos de curvatura e comprimentos dos trechos de transição retilínea entre as curvas. A maior dificuldade nesta pesquisa foi a ausência de um controle adequado de vazão, que chegava a flutuar em mais de 50% durante os ensaios.

Através de uma série de artigos publicados na revista técnica *Annales des Ponts et Chaussées*, Fargue abordou, entre outros temas:

- As relações entre a curvatura e a máxima profundidade do escoamento para trechos curvilíneos no rio Garone;
- As alterações no perfil do talvegue ao longo dos trechos curvos, descrevendo a formação de depressões logo a jusante das curvas e formação de bancos detríticos nos pontos de inflexão entre duas curvas alternadas;
- Critérios de projeto para obras de retificação do traçado nos cursos d'água, de modo que a variação na profundidade ao longo do talvegue fosse uniforme e suave, ideais para navegação.

As conclusões de Fargue descritas nestes artigos foram estabelecidas a partir de observações em modelos físicos e verificadas no rio Garone.

As principais idéias do autor foram apresentadas mais tarde na forma de um trabalho, publicado em 1908 sob o título de "*La forme du lit des rivières à fond mobile*".

Embora as fórmulas determinadas por Fargue, que definiam relações entre o traçado planimétrico e o perfil longitudinal do talvegue, não tivessem uso geral, sendo aplicáveis apenas para o rio Garone no trecho estudado, a contribuição mais importante do autor pode ser expressa através de cinco leis fundamentais, consideradas de validade geral para cursos d'água sinuosos, e que são consideradas até os dias de hoje a base do conhecimento empírico da Engenharia Fluvial, no que tange aos projetos de correções em traçados de rios. Estas leis são apresentadas a seguir.

6.4.2.2 *Leis de Fargue*

Segundo LELIAVSKY (1964), baseado nos trabalhos publicados por Fargue, desenvolvidos principalmente no rio Garone, no trecho que vai de *La Réole* a *Barsac*, é possível enunciar o seguinte conjunto de leis que descrevem o comportamento do perfil longitudinal de cursos d'água naturais para trechos sinuosos:

1ª LEI) O talvegue de um rio (lugar geométrico dos pontos de máxima profundidade ao longo de um curso d'água) tende sempre a se aproximar da margem côncava (externa) de uma curva. Por outro lado, na margem convexa (interna) tende a acumular-se material sólido transportado pelo rio, formando-se bancos detríticos (baixios).

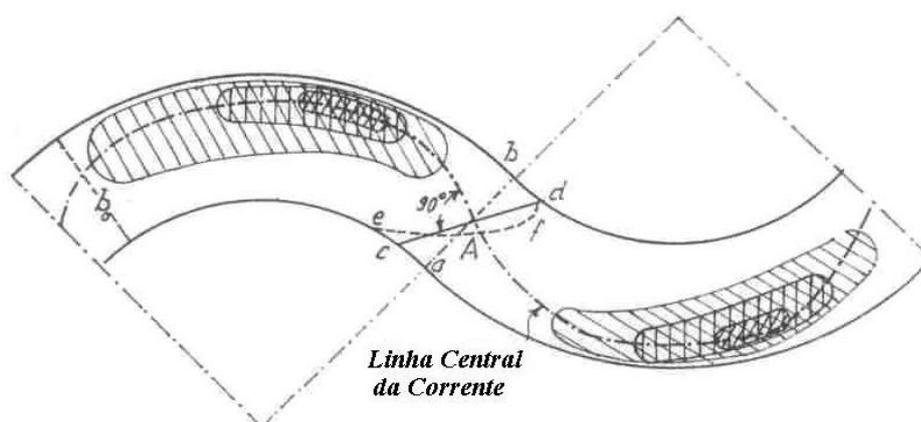


Figura 6.10 – Talvegue de um curso d'água natural ao longo de um trecho sinuoso.
Fonte: LELIAVSKY (1964).

2ª LEI) A profundidade da fossa na margem côncava, assim como a largura dos bancos detríticos, na margem convexa, tendem a aumentar com a curvatura da respectiva margem.

Fargue propôs a seguinte equação empírica para relacionar a máxima curvatura da margem côncava com a profundidade máxima da fossa.

$$c_{R_{\max}} = \frac{1}{r_{\text{ext}}} = 0,03 \cdot h_{C,\max}^3 - 0,23 \cdot h_{C,\max}^2 + 0,78 \cdot h_{C,\max} - 0,76 \quad (6.267)$$

Na qual:

- $c_{R_{\max}}$: máxima curvatura da margem côncava (km^{-1});
- r_{ext} : raio da margem côncava ou externa (km);
- $h_{C,\max}$: profundidade máxima do trecho em curva (ou profundidade máxima da fossa de erosão) (m).

É importante salientar que, a princípio, a validade da eq.(6.267) restringe-se exclusivamente ao rio Garone, no trecho estudado pelo autor, pois trata-se de uma equação absolutamente empírica, que não traz explicitamente parâmetros hidráulicos que são obviamente característicos do fenômeno e influenciam diretamente na profundidade do escoamento, tais como: a vazão, as características geométricas da seção transversal e a declividade do trecho. Estes parâmetros estão implícitos nos coeficientes da equação, motivo que não permite seu uso para outros cursos d'água (a menos que alguma forma de calibração dos coeficientes da equação seja utilizada).

3ª LEI) O ponto mais profundo (fossa) na margem côncava e a máxima largura dos baixios na margem convexa ocorrem defasados para jusante do ponto de máxima

curvatura. O mesmo ocorre para as soleiras em relação aos pontos de inflexão entre duas curvas, ou seja, há uma defasagem para jusante conforme ilustra a Figura 6.11.

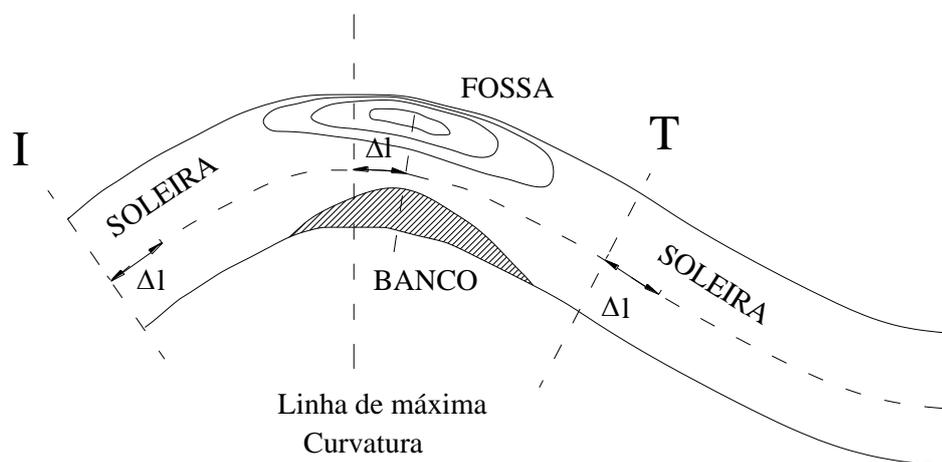


Figura 6.11 – Representação da defasagem para jusante (Δl) das fossa e soleira no escoamento em curva. Início da curva (I) e Término da curva (T).

Para o rio Garone a defasagem (Δl) variava entre 20 e 30% do comprimento do trecho em curva (l_c).

4ª LEI) Se a variação da curvatura for gradual ao longo do trecho, então o perfil longitudinal do talvegue também varia gradual e regularmente. Em outras palavras, mudanças bruscas na curvatura resultam em mudanças bruscas no perfil longitudinal do talvegue.

Esta lei tem grande importância do ponto de vista da retificação de trechos para permitir a navegação, pois esta atividade depende de variações uniformes e pouco acentuadas nas profundidades e perfis das linhas d'água ao longo do curso.

5ª LEI) As quatro leis enunciadas até aqui são válidas apenas quando a relação entre a largura e o comprimento da curva não são nem demasiadamente grandes, nem demasiadamente pequenas. No Rio Garone, onde se deduziram estas leis, a largura da seção transversal variava entre 150 e 200 m, enquanto os comprimentos das curvas possuíam entre 925 e 1670 m.

De acordo com LELIAVSKY (1964), a fim de facilitar a interpretação e aplicação destas leis, freqüentemente utilizam-se algumas regras suplementares que poderiam ser deduzidas diretamente a partir das leis fundamentais. Duas destas são:

1º COROLÁRIO) Para um dado comprimento de curva (l_C), a profundidade média (h_{Cm}) é função do ângulo entre as tangentes extremas da curva (α).

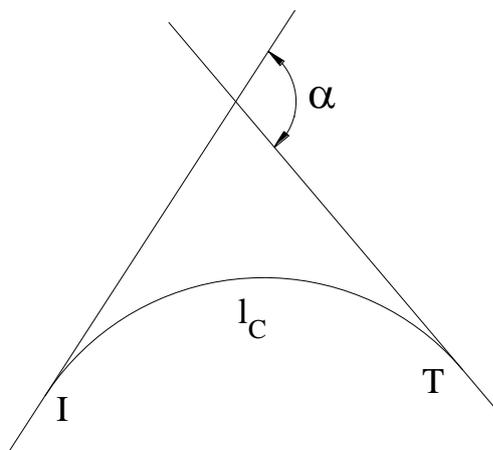


Figura 6.12 – Ângulo (α) entre as tangentes extremas do trecho em curva IT.

Por definição:

$$c_{Rm} = \frac{1}{l_C} \cdot \int_0^{l_C} c_R dl \quad (6.268)$$

$$h_{cm} = \frac{1}{l_C} \cdot \int_0^{l_C} h_c dl \quad (6.269)$$

- c_R é a curvatura num ponto qualquer do trecho em curva;
- c_{Rm} é a curvatura média do trecho em curva;
- h_C é a profundidade do escoamento num ponto qualquer do trecho em curva;
- h_{cm} é a profundidade média do escoamento no trecho em curva;
- l é o comprimento do início do trecho em curva até o ponto de profundidade h_C e curvatura c_R ;
- l_C é o comprimento total do trecho em curva;

Fargue propôs uma equação empírica (expressa a seguir em unidades métricas) para relacionar a profundidade média (h_{cm}) de uma curva com a sua curvatura média (c_{Rm}):

$$h_{cm} = 1,5 \cdot \left(1 + \sqrt{c_{Rm}^2 + 1,711 \cdot c_{Rm}} \right) \quad (6.270)$$

2º COROLÁRIO) A regularidade do perfil longitudinal do talvegue e sua declividade são funções da variação gradual da curvatura em planta do trecho.

Como o principal objetivo de Fargue era a correção de traçados com o objetivo de atender a navegação, o autor procurou desenvolver métodos para controlar a variação da profundidade ao longo do trecho em curva. Uma equação empírica foi proposta por Fargue relacionando os incrementos de curvatura com os incrementos de profundidade, que em termos diferenciais pode ser expressa da seguinte forma:

$$\frac{dc_R}{dl} = \frac{1,553}{10^6} \cdot \left(\frac{dh_c}{dl} \right) + 11,4 \cdot \left(\frac{dh_c}{dl} \right)^3 \quad (6.271)$$

Caso a intenção seja de que a variação da profundidade seja linear desde o trecho mais profundo (fossa de erosão no lado externo da curva) até o mais raso (soleira próxima ao ponto de inflexão), é possível escrever as seguintes relações:

$$\frac{dh_c}{dl} = \text{const} \quad (6.272)$$

E, portanto:

$$\frac{dc_R}{dl} = k \quad (6.273)$$

Sendo k uma constante. Integrando a eq.(6.273):

$$c_R = c_0 + k \cdot l \quad (6.274)$$

Tomando-se o ponto de inflexão como origem:

$$c_R = k \cdot l \quad (6.275)$$

O ângulo (α) entre as tangentes à curva que passam pela origem (ponto de inflexão) e um ponto qualquer, é dado pela seguinte expressão:

$$\alpha = \int_0^l c_R dl = \frac{k \cdot l^2}{2} \quad (6.276)$$

Assim, em coordenadas cartesianas é possível escrever que:

$$dx = dl \cdot \cos \alpha \quad (6.277)$$

$$dy = dl \cdot \text{sen} \alpha \quad (6.278)$$

Integrando e desenvolvendo as eqs.(6.277) e (6.278), obtém-se as seguintes soluções:

$$x = \sqrt{\frac{2 \cdot \alpha}{k}} \cdot \left(1 - \frac{1}{5} \cdot \frac{\alpha^2}{2!} + \frac{1}{9} \cdot \frac{\alpha^4}{4!} - \frac{1}{13} \cdot \frac{\alpha^6}{6!} + \dots \right) \quad (6.279)$$

$$y = \sqrt{\frac{2 \cdot \alpha}{k}} \cdot \left(\frac{\alpha}{3} - \frac{1}{7} \cdot \frac{\alpha^3}{3!} + \frac{1}{11} \cdot \frac{\alpha^5}{5!} - \frac{1}{15} \cdot \frac{\alpha^7}{7!} + \dots \right) \quad (6.280)$$

A curva determinada pelas eqs.(6.279) e (6.280) é chamada de espiral involutiva e está representada na Figura 6.13.

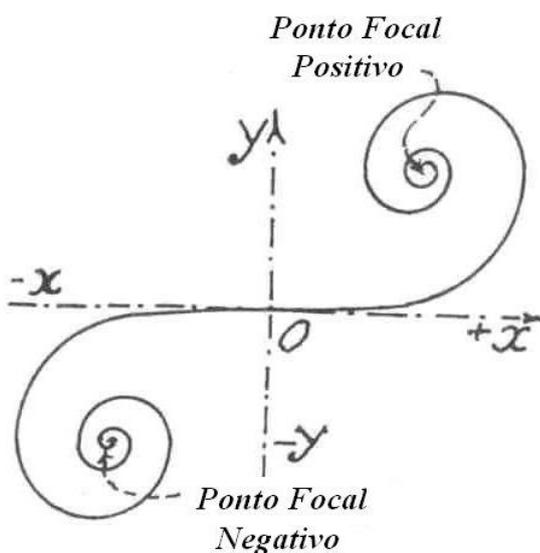


Figura 6.13 – Espiral Involutiva de Fargue. Fonte: LELIAVSKY (1964).

Da mesma forma que foi determinada esta curva para o traçado em planta, é possível obter outras similares, imaginando-se variações para o perfil do talvegue que substituam a variação linear. Uma possibilidade é tomar a curvatura como uma função trigonométrica do tipo:

$$c_R = c_0 \cdot \cos \frac{\pi}{2} \cdot \frac{l}{l_0} \quad (6.281)$$

Neste caso, a curva horizontal (traçado planimétrico) será dada por:

$$x = \int \cos \left(c_0 \cdot \frac{2 \cdot l_0}{\pi} \cdot \text{sen} \frac{\pi \cdot l}{2 \cdot l_0} \right) dl + \text{const} \quad (6.282)$$

$$y = \int \text{sen} \left(c_0 \cdot \frac{2 \cdot l_0}{\pi} \cdot \text{sen} \frac{\pi \cdot l}{2 \cdot l_0} \right) dl + \text{const} \quad (6.283)$$

Segundo LELIAVSKY(1964), as eqs.(6.282) e (6.283) apresentaram resultados satisfatórios quando aplicadas nas obras de correção do rio Garone, no trecho de Barsac.

6.4.2.3 Aplicações das Leis de Fargue

Além do sucesso na utilização do método proposto por Fargue no projeto de correção do rio Garone, a aplicação do trabalho do autor foi realizada com bons resultados em outros rios na França e em vários países europeus, como a Espanha, Itália e Bélgica.

De acordo com LELIAVSKY(1964), fora do território francês pode-se destacar o trabalho de R. Jasmund, que aplicou o método de Fargue em diversos rios da Europa Central, contribuindo com novos dados e observações.

Quando se refere à aplicação do método de Fargue, faz-se referência aos aspectos qualitativos de seu trabalho, tais como: observações a respeito do comportamento do perfil do talvegue com relação ao desenvolvimento planimétrico do traçado; e a aplicação de critérios para projetos de transição entre curvas, com variações regulares no perfil longitudinal do leito, desde o ponto mais profundo até a soleira.

Portanto, fica claro que as equações determinadas por Fargue, relacionando curvaturas do traçado com a profundidade do escoamento, têm aplicação restrita ao rio Garone,

pois não fazem qualquer referência explícita a fatores que afetam diretamente a determinação da profundidade, como a vazão, declividade e características geométricas da seção transversal. Estes parâmetros estão implícitos nos coeficientes das equações, o que as torna aplicáveis apenas para as mesmas condições hidráulicas em que foram obtidas, ou seja, para o mesmo trecho de rio e para a mesma condição de vazão.

Mesmo considerando-se que as relações empíricas de Fargue não tinham o objetivo de serem de uso geral, pois foram desenvolvidas para resolver problemas em trechos específicos do rio Garone (fato que poderia justificar a omissão de características geométricas do leito), pode parecer estranho o fato de não haver referência explícita à vazão, já que se procurava uma relação entre o traçado e a profundidade do escoamento. Contudo, uma provável explicação para esta omissão pode estar nos próprios objetivos do trabalho desenvolvido pelo autor. Como havia apenas uma preocupação em determinar correções no traçado com a finalidade de atender à navegação, apenas as vazões mais frequentes (vazões menores) eram de interesse, pois, em geral, períodos de cheia não apresentam problemas de garantia de profundidade para navegação. Assim, tanto a vazão quanto as características geométricas da seção transversal e a declividade foram omitidas nas equações¹.

Outro aspecto importante a ser destacado é que, de fato, para um dado trecho de rio, sob determinadas condições de vazão, existe uma correlação entre a profundidade do escoamento e a curvatura do traçado em planta. Embora os dados de campo obtidos por Fargue tenham sido destruídos, ou sejam difíceis de obter, LELIAVSKY (1964) mostra um estudo estatístico baseado nos registros de campo levantados por R. Jasmund no rio Elba, e que foram publicados no Congresso de Navegação de *La Haya* em 1894.

Jasmund aplicou o método de Fargue em vários rios europeus, como o Elba, no qual realizou levantamentos de curvatura e profundidade para diversas curvas ao longo de

¹ Apesar de não serem explicitamente mencionadas nas equações de Fargue, tanto a vazão, quanto as características geométricas, evidentemente, influenciaram na determinação dos coeficientes destas equações.

um trecho de 175 km do rio. Este trecho foi escolhido pelo autor em função do desenvolvimento do traçado ter sido considerado livre, ou seja, sem a influência de obstáculos naturais ou artificiais. Neste trecho, o rio Elba possuía uma largura média que variava de 100 a 150 m, com uma vazão média de 275 m³/s e máxima de 4.450m³/s. A análise estatística dos dados de campo revelou as seguintes informações:

- Coeficiente de correlação: 0,63;
- Coeficiente de regressão linear: 0,368;
- Erro associado ao coeficiente de correlação: 4%.

Para a seguinte equação:

$$(h_c - 2,46) = 0,368 \cdot (c_R - 1,38) \quad (6.284)$$

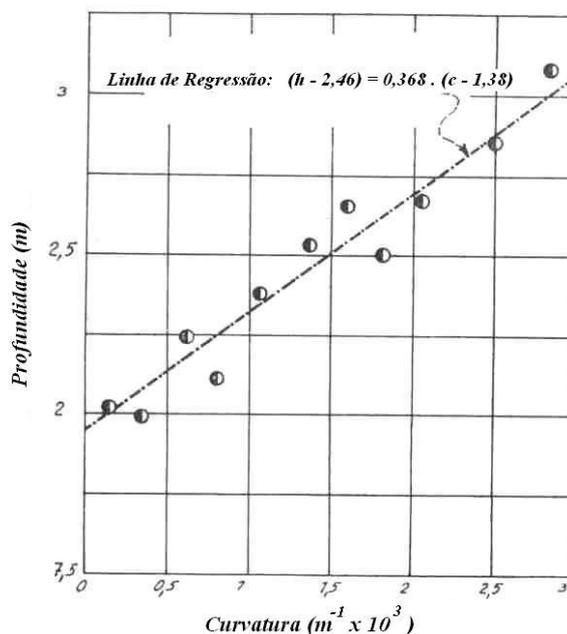


Figura 6.14 – Gráfico da relação entre a profundidade do escoamento e a curvatura do leito para o rio Elba, de acordo com os dados obtidos por R. Jasmund. Fonte: LELIAVSKY (1964).

LELIAVSKY (1964) comenta que um coeficiente de correlação próximo de 0,60 é suficiente para apontar a existência de uma relação física entre dois parâmetros, embora não descarte a influência de outras grandezas que possivelmente não foram consideradas no modelo.

Uma das principais críticas feitas aos trabalhos desenvolvidos por Fargue é que não levaram em consideração fatores importantes para definição do processo de estabilidade de um curso d'água natural, tais como: o regime de vazões do rio, as características do material do leito e o aporte de sedimentos. Mesmo assim, deve-se ressaltar que estes trabalhos forneceram uma série de informações sobre o desenvolvimento do perfil longitudinal do leito ao longo de trechos sinuosos, que serviram de base para o surgimento de teorias e estudos na área de estabilidade de cursos d'água. Além disso, estes métodos representaram um grande avanço no modo de enfrentar o problema de correção de traçados de rios, servindo como ponto de partida para novas pesquisas na área com uso de métodos científicos mais sofisticados.

6.4.2.4 Relações empíricas para determinação da profundidade máxima em um trecho em curva ($h_{c,max}$)

LACEY (1930) propôs um método para estimar as máximas profundidades num trecho em curva a partir de sua equação empírica que define a profundidade de equilíbrio para um trecho de canal retilíneo (h), que é:

$$h = 0,47 \cdot \left(\frac{Q}{f_1} \right)^{1/3} \quad (6.285)^1$$

Sendo:

¹ No trabalho original de LACEY (1930), o autor define esta equação para cálculo do raio hidráulico e não da profundidade. Portanto, na eq.(6.285), considera-se que os valores destas duas grandezas são relativamente próximos.

$$f_1 = 1,76 \cdot \sqrt{d} \quad (6.286)^1$$

Com d em milímetros.

A partir da eq.(6.285) o autor propõe que para um trecho em curva a profundidade máxima ($h_{c,max}$) seja estimada através das seguintes relações:

➤ Curvas Moderadas: $h_{c,max} = 1,50 \cdot h$ (6.287)

➤ Curvas Severas: $h_{c,max} = 1,75 \cdot h$ (6.288)

➤ Curvas 90°: $h_{c,max} = 2,00 \cdot h$ (6.289)

VARSHNEY (1973) *apud* CHANG (1988) obteve uma relação para a variação da profundidade na seção de saída de uma curva, combinando uma equação de distribuição de tensões para trechos curvilíneos com uma equação de transporte de sedimentos. Além disso, o autor utilizou dados de laboratório e campo para determinar a seguinte relação empírica:

$$\frac{h_{c,max}}{h} = F_1 \cdot \theta^{0,42} \cdot \phi_1^{0,25} \quad (6.290)$$

Na qual:

➤ θ : ângulo da curva em radianos;

$$\phi_1 = \left[\frac{U}{\sqrt{\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right) \cdot g \cdot d}} \right]^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{w_0}{U}\right)^{\frac{3}{10}} \cdot \left(\frac{\gamma_s}{\gamma}\right)^{\frac{1}{4}}$$

¹ LACEY (1930) não define qual diâmetro da amostra de material sólido deve ser utilizado. Este é um problema comum a outros métodos. Nestes casos, é comum utilizar-se o diâmetro médio como primeira aproximação.

$$\text{Com } w_0 = \frac{d^2}{18 \cdot \mu} \cdot (\gamma_s - \gamma).$$

A função $F_1 = F_1(r_c/B)$, sendo r_c o raio no eixo do canal e B a largura da superfície livre da água na seção. Os valores de F_1 são fornecidos na tabela:

Tabela 6.1 – Valores de F_1 .

r_c/B	1,50	3,00	6,00	10,00	40,00	100,00	300,00
F_1	1,30	1,00	0,85	0,80	0,70	0,68	0,65

A faixa de aplicação do método de VARSHNEY (1973) *apud* CHANG (1988) é:

- h : 0,10 a 2,34m;
- d : 0,10 a 0,70mm;
- γ_s/γ : 1,65 a 2,65;
- r_c/B : 1,50 a 365,00;
- θ : 17° a 150°.

6.4.2.5 Resultados obtidos através de estudos de modelação física

Conforme já mencionado, Fargue foi um dos precursores no uso da modelação física em escala reduzida para investigação do fenômeno da estabilidade em rios. Neste item, são comentados os trabalhos realizados por outros pesquisadores na área de modelação física, que não apenas serviram para confirmar os resultados obtidos por Fargue, mas que também acrescentaram novas e importantes observações a respeito do comportamento dos cursos d'água.

A grande dificuldade em modelar obras fluviais em escala reduzida reside nas grandes dimensões que, em geral, possuem os cursos d'água naturais. Para viabilizar a

construção e operação do modelo são necessárias reduções de escala elevadas, da ordem, por exemplo, de 1:200. Entretanto, ao mesmo tempo em que os rios possuem grandes dimensões, o material sólido que compõe o leito é muito fino e, portanto, uma semelhança hidráulica ou geométrica fica descartada. Dessa forma, é importante ressaltar que os modelos hidráulicos que envolvem grandes obras fluviais têm resultados basicamente qualitativos.

No que tange à modelação física para verificação do comportamento dos cursos d'água em trechos sinuosos, pode-se citar basicamente dois tipos de ensaios. O primeiro tipo é aquele no qual são representados os trechos sinuosos em seu estado final, através de diversos ensaios em que se simulam diferentes condições de amplitude e comprimento de onda, a fim de verificar os efeitos destas condições sobre a profundidade do escoamento e o perfil do talvegue.

O segundo tipo de ensaio é aquele que já foi mencionado no item 6.2, no qual a partir de um canal retilíneo permite-se que o fluxo de água molde o traçado, escoando sobre um leito composto de material granular. Este tipo de ensaio procura reproduzir o processo de formação do traçado em planta que ocorre espontaneamente na natureza. De acordo com LELIAVSKY (1964), um dos trabalhos mais notáveis, realizados a partir de ensaios deste segundo tipo, foi feito por J. F. Friedkin, que através de seus estudos pôde confirmar uma série de conclusões obtidas por outros pesquisadores, como Fargue, por exemplo, e também determinar algumas soluções originais.

A seguir citam-se algumas das principais conclusões extraídas do trabalho de Friedkin, *A Laboratory Study of the Meandering of Alluvial Rivers*, publicado pela *U. S. Waterways Experiment Station de Vicksburg, Mississippi* em 1945¹:

- A única condição precisa para formação de curvas é a erosão das margens;

¹ As conclusões acerca do trabalho de Friedkin foram integralmente extraídas da obra de LELIAVSKY (1964).

- Nos modelos em escala reduzida de rios escoando sobre materiais erodíveis, há uma tendência espontânea de composição de uma série de curvas alternadas, erodindo-se as margens côncavas e construindo-se as convexas;
- Sob condições ideais de uniformidade, uma dada curvatura inicial transmite-se perfeitamente para jusante, dando origem a uma série de curvas idênticas entre si;
- Há evidências de um fluxo helicoidal nos trechos curvos de um rio e, por conseguinte, uma tendência de que as partículas sejam arrancadas de uma margem e carregadas para a outra cruzando o leito;
- Os modelos reduzidos apresentam as mesmas características dos rios naturais, com talvegues mais profundos nas curvas e mais rasos nas transições entre elas;
- Dependendo da quantidade de areia ministrada no começo do canal experimental, as curvas desenvolvem-se com comprimentos de onda e amplitudes constantes (variam com o tempo de ensaio, mas são iguais entre si para um dado instante) ou variáveis. Por exemplo, para um ensaio com águas limpas, as curvas aumentam gradativamente de tamanho em direção a jusante. Há uma dada combinação de vazão líquida, declividade e vazão sólida que dá um caráter repetitivo às curvas (regularidade na forma das curvas).

6.4.2.6 Regularidade na forma das curvas

Um resultado interessante obtido através de estudos em modelo físico e que já havia sido observado em muitos trechos de cursos d'água naturais, é uma certa tendência à repetição nas formas (amplitude e comprimento de onda) entre diversas curvas num dado trecho sinuoso. Através da modelação física verificou-se que sob determinadas condições de ensaio, um escoamento sobre material de granulometria uniforme desenvolvia curvas semelhantes entre si.

Segundo LELIAVSKY (1964), para explicar este fenômeno pode-se idealizar um modelo físico através de uma analogia com o princípio da reflexão da luz. Assim, uma

corrente de água com alto poder erosivo incidindo sobre uma margem côncava tende a refletir e incidir de modo semelhante sobre a margem côncava da curva seguinte.

Evidentemente, o escoamento em rios não ocorre sob condições ideais como a reflexão da luz em um conjunto de espelhos. Em outras palavras, a corrente de água está sujeita a diversos fatores condicionantes, tais como: imperfeições no leito, fatores geológicos locais e o próprio caráter turbulento do escoamento, que não permitem que a formação de curvas seja tão regular quanto a reflexão da luz.

De fato, em laboratório, onde é possível criar condições mais uniformes para o leito, declividade, vazão líquida e vazão sólida, a similaridade entre curvas sucessivas de trechos sinuosos é muito maior do que na natureza. Para cursos d'água naturais, nos quais o regime de vazões é variável e o leito irregular, as formas das curvas podem até ser semelhantes em alguns trechos, mas não de modo tão preciso quanto nos estudos em modelo físico. Além disso, fatores geológicos locais, como afloramentos rochosos, ou trechos com margens formadas por material mais resistente à ação do escoamento, podem alterar totalmente o traçado de leitos sinuosos, forçando curvas mais bruscas, curvas sucessivas para o mesmo lado, ou ainda trechos praticamente retilíneos.

Por isso, é importante ter em mente que tanto a formação de traçados sinuosos sobre leitos aluvionares, quanto a regularidade na forma de suas curvas, é apenas uma tendência. As peculiaridades da bacia hidrográfica são decisivas para definir quanto o traçado em planta de um rio ficará próximo desta tendência.

6.4.2.7 Relação entre perfil da seção transversal e traçado planimétrico para trechos com curvas

Uma outra linha de pesquisa empírica foi realizada por RIPLEY (1927) *apud* BANDINI (1958), na qual o autor procurou relacionar o perfil das seções transversais de canais com seu traçado em planta, para trechos com formação de curvas.

Através da observação de numerosas seções dos rios Mississipi, Braza e Grande, Ripley determinou que o perfil da seção transversal pode ser descrito através de uma equação do 3º grau, cujos parâmetros dependem do raio de curvatura planimétrica.

A Figura 6.15 ilustra um esquema geral do perfil da seção transversal de um canal para um trecho em curva, relacionando-o com o respectivo traçado em planta.

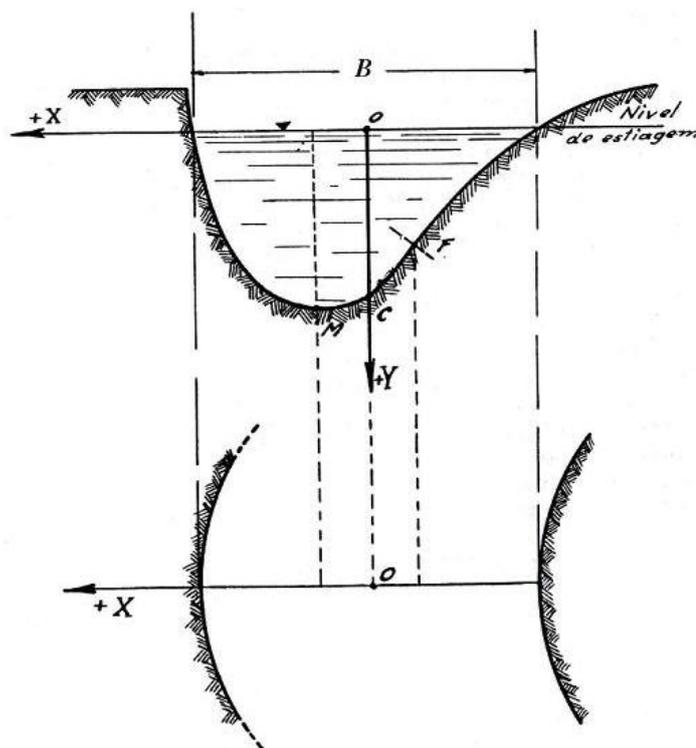


Figura 6.15 – Perfil da seção transversal de um curso d'água com relação a seu traçado em planta para trechos curvos. Fonte: BANDINI (1958).

A partir do esquema indicado na Figura 6.15, sendo O a origem das coordenadas do sistema cartesiano X - Y , com Y orientado com sentido positivo para baixo, escrevem-se as seguintes relações adimensionais:

$$x_* = \frac{X}{B} \quad (6.291)$$

$$y_* = \frac{Y}{B} \quad (6.292)$$

$$r_* = \frac{R}{B} \quad (6.293)$$

Com R sendo o raio de curvatura planimétrica.

Sendo F o ponto de inflexão de coordenadas (x_{*F}, y_{*F}) , Ripley propõe que x_{*F} seja calculado da seguinte forma:

$$x_{*F} = -\frac{r_*}{const} \quad (6.294)$$

Na qual a $const = 16$ a 24 , para: $50 \cdot \sqrt{A} \leq R \leq 110 \cdot \sqrt{A}$, sendo A a área molhada da seção transversal.

Caso $R < 40 \cdot \sqrt{A}$, então deve assumir-se para cálculo de r_* que $R = 40 \cdot \sqrt{A}$.

A profundidade para $x_*=0$ pode ser calculada como:

$$y_{*0} = a \cdot \frac{A}{B^2} \quad (6.295)$$

Para $1,445 \leq a \leq 1,65$.

Deve-se respeitar a condição analítica:

$$x_{*F} < \frac{1}{6} \quad (6.296)$$

O perfil da seção transversal é dado por:

$$y_* = y_{*0} \cdot (1 - 4 \cdot x_*^2) \cdot \left(1 - \frac{x_*}{3 \cdot x_{*F}}\right) \quad (6.297)$$

Através da eq.(6.297) pode-se calcular a ordenada do ponto de inflexão:

$$y_{*F} = \frac{2 \cdot y_{*0}}{3} \cdot (1 - 4 \cdot x_{*F}^2) \quad (6.298)$$

Ou ainda determinar o ponto de maior profundidade:

$$\frac{dy_*}{dx_*} = 0 \Rightarrow x_{*_{\max}} = x_{*F} + \sqrt{\left(x_{*F}^2 + \frac{1}{12}\right)} \quad (6.299)$$

Para trechos retilíneos, ou seja, quando $r_* \rightarrow \infty$, a eq.(6.297) resulta em:

$$y_* = y_{*0} \cdot (1 - 4 \cdot x_*^2) \quad (6.300)$$

6.4.3. Formulação matemática do escoamento em curvas

“Por causa da relação próxima entre o escoamento e a formação dos rios, muitas características e processos fluviais, tais como: formação de meandros, topografia do leito, erosão das margens e migração lateral, estão relacionados diretamente com a dinâmica do escoamento em curvas, a qual prevê uma base para análise e modelação” (CHANG, 1988).

O escoamento em curvas ocorre sob influência da aceleração centrífuga, a qual induz:

- Movimento helicoidal no escoamento;
- Superelevação da superfície da água.

6.4.3.1 Inclinação transversal da linha d'água

Para avaliação do escoamento em curva são utilizadas as seguintes hipóteses:

- Escoamento subcrítico (fluvial);
- Profundidade do escoamento muito menor do que a largura (despreza-se o efeito das margens);
- Trecho em curva com raio muito menor do que a profundidade e precedido e seguido por trechos retilíneos.

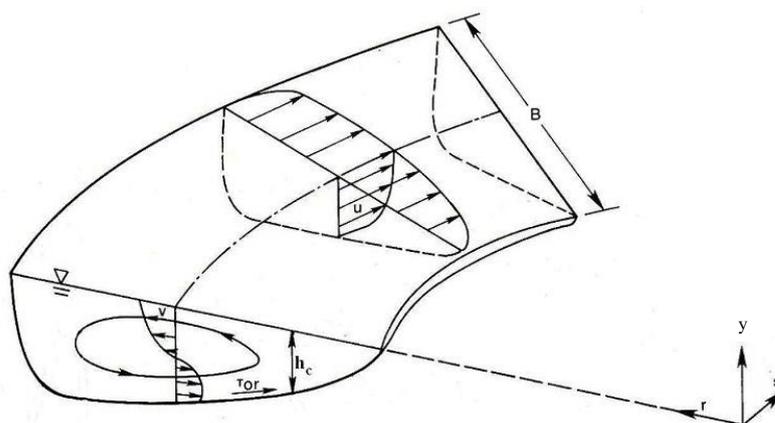


Figura 6.16 – Seção típica de um escoamento em curva. Adaptado de CHANG (1988).

No trecho em curva o vetor velocidade pode ser escrito como:

$$\vec{v} = u \cdot \vec{i}_s + v_r \cdot \vec{i}_r + v \cdot \vec{i}_y \quad (6.301)$$

Na qual u , v_r , v são as componentes da velocidade nas direções s , r , y respectivamente, conforme representado na Figura 6.16.

Levando-se em conta as hipóteses supracitadas e desconsiderando-se os efeitos da tensão de cisalhamento, a equação de movimento de Euler na direção radial resulta em:

$$\frac{\rho \cdot u^2}{r} = \frac{\partial}{\partial r}(\gamma \cdot y) \quad (6.302)$$

Substituindo-se a velocidade tangencial local (u) pela velocidade média tangencial do escoamento na seção definida por r (U_r), assumida como constante ao longo da vertical, obtém-se:

$$C_r \frac{\rho \cdot U_r^2}{r} = \frac{\partial}{\partial r}(\gamma \cdot h) \quad (6.303)$$

Na qual C_r é um fator de correção introduzido na equação pela substituição da velocidade local u por U_r .

Assim, resolvendo a eq.(6.303) é possível determinar a inclinação da linha d'água na direção radial (i_{ar}), ou seja:

$$\frac{\partial h}{\partial r} = i_{ar} = \frac{C_r \cdot U_r^2}{g \cdot r} \quad (6.304)$$

Além disso, assumindo que $C_r=1$, a diferença de nível d'água total entre a margem côncava e a convexa (ΔY), também chamada de superelevação da linha d'água num trecho curvo, pode ser determinada como:

$$\Delta Y = \int_{r_{int}}^{r_{ext}} i_{ar} dr \approx \frac{U^2 \cdot B}{g \cdot r_c} \quad (6.305)$$

Sendo:

➤ r_{int} é o raio da margem convexa;

- r_{ext} é o raio da margem côncava;
- r_c é o raio no eixo central da curva;
- B é a largura da seção na superfície livre;
- U é a velocidade média tangencial de toda seção.

Caso os efeitos da tensão tangencial fossem considerados, ROZOVSKII (1957) *apud* GARDE; RANGA RAJU (1978) propõe as seguintes relações:

- Para leitos lisos:

$$i_{ar} = \left(1 + \frac{g}{\chi^2 \cdot C^2} \right) \cdot \frac{U^2}{g \cdot r_c} \quad (6.306)$$

- Para leitos rugosos:

$$i_{ar} = \left[1 + \frac{g}{\chi^2 \cdot C^2} \cdot \left(1 + \varphi \left(\frac{\chi \cdot C}{\sqrt{g}} \right) \right) \right] \cdot \frac{U^2}{g \cdot r_c} \quad (6.307)$$

Nas quais:

- χ : constante de Von Karman;
- C : coeficiente de Chezy;
- Os valores da função $\varphi \left(\frac{\chi \cdot C}{\sqrt{g}} \right)$ são dados pela Tabela 6.2:

Tabela 6.2 – Valores da função φ . Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).

$\frac{\chi \cdot C}{\sqrt{g}}$	10,0	6,0	5,0	4,0	3,0	2,0	1,0
$\varphi\left(\frac{\chi \cdot C}{\sqrt{g}}\right)$	1,9	2,8	3,70	4,60	3,0	-7,0	-10,3

6.4.3.2 Distribuição de velocidades na direção radial – Equação de Rozovskii

ROZOVSKII (1957) *apud* CHANG (1988) assumiu a seguinte distribuição para o gradiente de velocidades na vertical $\left(\frac{\partial u}{\partial y}\right)$:

$$\frac{u}{U} = 1 + \frac{\sqrt{g}}{\chi \cdot C} \cdot (1 + \ln \eta) \quad (6.308)$$

Na qual $\eta = \frac{y}{h}$

Considerando este perfil de distribuição de velocidades e assumindo as hipóteses de: escoamento permanente, canal de grande largura e condição isotrópica de turbulência, Rozovskii derivou a seguinte distribuição de velocidades para a direção radial:

Para leitos lisos:

$$\frac{v_r}{U} = \frac{1}{\chi^2} \cdot \frac{h}{r} \cdot \left[F_1(\eta) - \frac{\sqrt{g}}{\chi \cdot C} \cdot F_2(\eta) \right] \quad (6.309)$$

Para leitos rugosos:

$$\frac{v_r}{U} = \frac{1}{\chi^2} \cdot \frac{h}{r} \cdot \left\{ F_1(\eta) - \frac{\sqrt{g}}{\chi \cdot C} \cdot [F_2(\eta) + 0,8 \cdot (1 + \ln \eta)] \right\} \quad (6.310)$$

Sendo C o coeficiente de Chezy e χ a constante de von Karman. Além disso:

$$F_1(\eta) = \int \frac{2 \cdot \ln \eta}{\eta - 1} d\eta \quad (6.311)$$

$$F_2(\eta) = \int \frac{\ln^2 \eta}{\eta - 1} d\eta \quad (6.312)$$

Os valores das funções $F_1(\eta)$ e $F_2(\eta)$ podem ser determinados graficamente através da Figura 6.17.

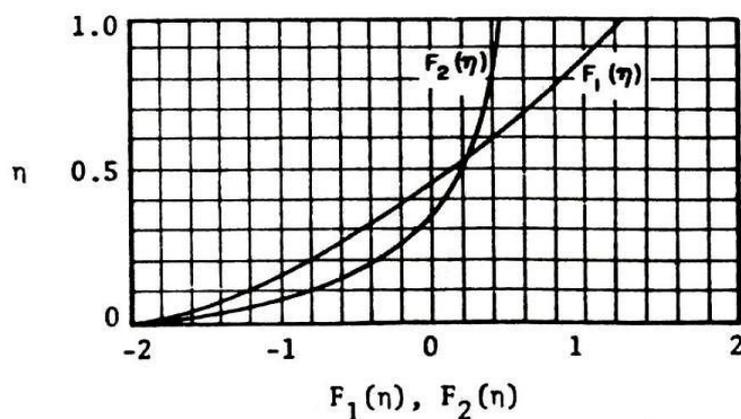


Figura 6.17 – Gráfico das funções $F_1(\eta)$ e $F_2(\eta)$. Fonte: CHANG (1988).

Utilizando as distribuições de velocidades propostas pelas eqs.(6.308) e (6.309) é possível determinar o ângulo de desvio (δ) da direção do escoamento em relação à direção tangencial ao longo da profundidade, ou seja:

$$\tan \delta = \frac{v_r}{u} = \frac{1}{\chi^2} \cdot \frac{h}{r} \cdot \frac{\left[F_1(\eta) - \frac{\sqrt{g}}{\chi \cdot C} \cdot F_2(\eta) \right]}{\left[1 + \frac{\sqrt{g}}{\chi \cdot C} \cdot (1 + \ln \eta) \right]} \quad (6.313)$$

A eq.(6.313) é válida para fundos lisos, mas uma equação semelhante pode ser obtida para fundos rugosos utilizando-se o mesmo procedimento de cálculo para as eqs.(6.308) e (6.310).

O valor da expressão “ $\tan \delta$ ” próximo ao fundo ($\eta = 0$) foi determinada para dois valores de C ($C=30$ e $C=60$), sendo que Rozovskii obteve a seguinte expressão:

$$\tan \delta = 11 \cdot \frac{h}{r} \quad (6.314)$$

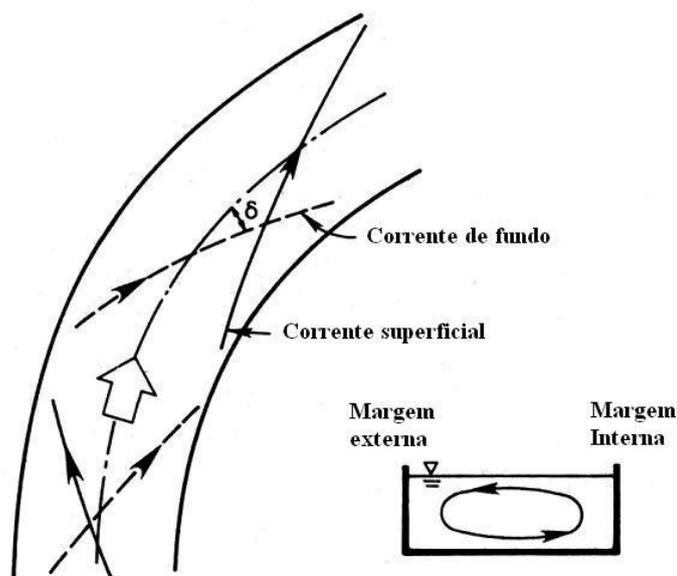


Figura 6.18 – Esquema das correntes de fundo e superficial para um escoamento em canal. Fonte: CHANG (1988).

Este resultado indica que a rugosidade do canal tem pequeno efeito na determinação deste ângulo. Se a equação de fundo rugoso fosse utilizada, resultados semelhantes seriam obtidos. Este resultado tem sido comprovado satisfatoriamente através de pesquisas de campo e laboratório.

6.4.3.3 Distribuição das tensões de cisalhamento na direção transversal

“A tensão de cisalhamento radial está diretamente relacionada com a movimentação transversal de sedimentos, topografia do leito, distribuição granulométrica e exerce grande influência no perfil de velocidades radial” (CHANG, 1988).

A tensão de cisalhamento na direção transversal para escoamentos plenamente desenvolvidos pode ser determinada a partir do gradiente de velocidades radial. Baseado num perfil de velocidades transversal semelhante à eq.(6.309), JANSEN (1979) determinou a seguinte expressão para tensão de cisalhamento junto ao fundo na direção transversal (τ_{0r}):

$$\tau_{0r} = -\rho \cdot h \cdot \frac{U^2}{r} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\sqrt{g}}{\chi \cdot C} \right)^2 - 2 \cdot \left(\frac{\sqrt{g}}{\chi \cdot C} \right)^3 \right] \quad (6.315)$$

Uma vez que a parcela tangencial da tensão junto ao fundo pode ser escrita (utilizando-se a equação de Chezy) como:

$$\tau_{0s} = \rho \cdot g \cdot \frac{U^2}{C^2} \quad (6.316)$$

então, o ângulo (δ') formado pela tensão de cisalhamento resultante junto ao fundo e o eixo do canal será de:

$$\tan \delta' = \frac{\tau_{0r}}{\tau_{0s}} = -\frac{2}{\chi^2} \cdot \frac{h}{r} \cdot \left(1 - \frac{\sqrt{g}}{\chi \cdot C} \right) \quad (6.317)$$

6.4.3.4 Inclinação transversal do fundo (i_r) e Distribuição granulométrica transversal do material de fundo

A tensão de cisalhamento junto ao fundo na direção radial age sobre os sedimentos do canal, podendo movimentá-los caso sua magnitude seja superior à resistência deste material. Na hipótese desta movimentação ocorrer, irá estabelecer-se uma declividade de equilíbrio na direção radial (i_r) junto ao fundo, de forma que os esforços atuantes e resistentes tenham a mesma magnitude.

“Nesta complexa interação entre o escoamento e o material do leito, a distribuição de sedimentos também se torna não uniforme, com as partículas de maior diâmetro geralmente localizadas junto ao talvegue” (CHANG, 1988).

Na literatura internacional existem alguns métodos que permitem a estimativa da profundidade máxima para um trecho em curva ($h_{c,max}$), conforme visto no item 6.4.2.4, enquanto outros permitem estimar a variação da profundidade de acordo com o raio de curvatura (r). Apresentam-se a seguir dois métodos do segundo tipo.

a) Método de Falcon-Ascanio e Kennedy

FALCON-ASCANIO; KENNEDY (1983) *apud* CHANG (1988) propõem um método baseado no equilíbrio de forças entre as componentes radiais da ação do escoamento e o peso submerso do material do leito sob a influência da inclinação transversal (i_r). Utilizando a equação da tensão crítica de Shields, como critério para movimento incipiente das partículas do fundo, o autor propõe a seguinte expressão:

$$\frac{1}{\sqrt{h_c}} - \frac{1}{\sqrt{h_{c,c}}} = \left[\frac{1}{\sqrt{r}} - \frac{1}{\sqrt{r_c}} \right] \cdot \frac{\sqrt{8 \cdot \tau_{*c}}}{1 - \eta} \cdot \frac{1 + \sqrt{f}}{1 + 2 \cdot \sqrt{f}} \cdot \sqrt{\frac{8 \cdot i_{s,c} \cdot r_c}{f \cdot \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) \cdot d_m}} \quad (6.318)$$

Na qual:

- r : raio da curva para um ponto qualquer;
- r_c : raio da curva no eixo central do canal;
- h_c : profundidade na curva para um ponto qualquer, $h_c = h_c(r)$;
- $h_{c,c}$: profundidade na curva no eixo central do canal, $h_{c,c} = h_c(r_c)$;
- τ_{*c} : parâmetro de Shields crítico;
- η : porosidade do material de fundo;

- f : fator de atrito de Darcy-Weisbach;
- $i_{s,c}$: declividade longitudinal do canal sobre o eixo central;
- d_m : diâmetro médio do material de fundo.

Para a aplicação deste método $h_{C,c}$ deve ser estimado, sendo que, em geral, pode-se adotar este valor como a correspondente profundidade normal do trecho retilíneo que antecede a curva (escoamento permanente em regime uniforme). Além disso, o parâmetro geométrico r_c precisa ser conhecido, bem como a distribuição granulométrica do material de fundo, para a estimativa de d_m .

As demais grandezas podem ser determinadas através das seguintes relações:

- Parâmetro de Shields: Conforme visto no capítulo 4, o parâmetro de Shields crítico tem valor de aproximadamente 0,06 para escoamentos hidraulicamente rugosos, obedecendo à curva do gráfico da figura 4.14 fora desta faixa;
- Porosidade: O valor da porosidade (η) pode ser obtido através da tabela 4.3 ou alternativamente, através da eq.(4.11).
- Fator de atrito de Darcy-Weisbach (f):

Para regime turbulento rugoso pode-se utilizar a equação:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} - 2 \cdot \log\left(\frac{1}{2} \cdot \frac{h}{k_s}\right) = 1,74 \quad (6.319)$$

Sendo que $k_s = d_{65}$ (Einstein).

b) Método de Engelund-Bridge

ENGELUND (1974) propôs um método para determinação da variação de profundidade em um trecho curvilíneo, que mais tarde foi modificado por BRIDGE (1977) *apud* CHANG (1988), sendo, portanto, chamado de método de Engelund-Bridge.

Este método é baseado na hipótese de que sob condição de equilíbrio dinâmico, para um escoamento plenamente desenvolvido, o transporte de sedimentos no sentido radial é nulo, ou muito menor do que o transporte tangencial e, nesse caso, considerado como próximo de zero. Assim, a parcela da corrente de fundo que tem direção radial é equilibrada pelo peso submerso da partícula no plano inclinado transversal.

Após estas considerações, foi obtida a seguinte relação:

$$\frac{h_c}{h_{c,c}} = \left(\frac{r}{r_c} \right)^{1+\tan\phi} \quad (6.320)$$

Na qual ϕ é o ângulo de repouso do sedimento. Para determinação de ϕ consultar a tabela 4.4 ou o gráfico da figura 4.4.

De acordo com CHANG (1988), esta equação tem mostrado uma boa aderência aos dados experimentais de campo e laboratório quando “ $\tan \phi$ ” está entre 0,4 e 0,5.

BRIDGE (1977) *apud* CHANG (1988) ainda propõe uma equação para determinação da distribuição granulométrica do material de fundo, mantendo a mesma hipótese de transporte radial de sedimentos nulo sob condições de equilíbrio. Assim, nos locais onde a profundidade é maior (próximo à margem côncava), o diâmetro do material também deverá ser maior para equilibrar a tensão de cisalhamento radial mais intensa neste ponto. A equação final obtida pelo autor foi:

$$d = \frac{3 \cdot \gamma \cdot h_c \cdot i_{s,c} \cdot r_c}{2 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot r \cdot \tan \phi} \quad (6.321)$$

6.4.3.5 Transporte lateral de sedimentos

Segundo CHANG (1988), a corrente helicoidal em trechos curvilíneos provoca uma movimentação do material da margem côncava para a convexa, causando efeitos como: formação de bancos detríticos na margem convexa; erosão e aprofundamento do talvegue na margem côncava; migração lateral do canal; alterações de largura da seção; e seleção na distribuição de sedimentos.

Com o tempo, o equilíbrio dinâmico do rio faz com que o transporte radial ou lateral de sedimentos seja contrabalançado pela inclinação transversal do leito.

Alguns autores têm proposto métodos para estimar o transporte lateral de sedimentos ($g_{SBC,r}$) para trechos em curva. PARKER (1984) *apud* CHANG (1988) propõe a seguinte relação:

$$\frac{g_{SBC,r}}{g_{SBC}} = \frac{\Phi_{Er}}{\Phi_E} = \tan \delta - \frac{1 + (C_L/C_D) \cdot \tan \phi}{\tan \phi} \cdot \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} \cdot \tan \beta \quad (6.322)$$

Na qual:

- g_{SBC} é o transporte longitudinal de fundo;
- $g_{SBC,r}$ é o transporte radial de fundo;
- Φ_E é o parâmetro adimensional de transporte de fundo (tangencial), dado pela eq.(4.18);
- Φ_{Er} é o parâmetro adimensional de transporte de fundo (radial);
- δ é o ângulo entre a corrente de fundo e a direção tangencial;
- β é o ângulo da inclinação transversal de fundo com relação à horizontal ($i_r = \tan \beta$);

- C_L é o coeficiente de sustentação;
- C_D é o coeficiente de arraste;
- ϕ é o ângulo de repouso do sedimento.

Reescrevendo a eq.(4.18) para as direções tangencial e radial:

$$\Phi_E = \frac{g_{SBC}}{\gamma_s \cdot d_m} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\Delta\gamma_s \cdot d_m}} \quad (6.323)$$

$$\Phi_{Er} = \frac{g_{SBC,r}}{\gamma_s \cdot d_m} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\Delta\gamma_s \cdot d_m}} \quad (6.324)$$

No caso de ausência de transporte lateral ($g_{SBC,r}=0$) a eq.(6.322) reduz-se a:

$$\tan \beta = \frac{\tan \phi \cdot \tan \delta}{1 + (C_L / C_D) \cdot \tan \phi} \cdot \sqrt{\frac{\tau_*}{\tau_{*c}}} \quad (6.325)$$

A eq.(6.325) fornece um modelo para cálculo da inclinação transversal de fundo utilizando a mesma hipótese adotada por Engelund-Bridge, ou seja, transporte de sedimentos próximo de zero no sentido radial, o que pode ser admitido próximo da condição de equilíbrio dinâmico no trecho em curva.

6.5. Trechos meandrantés

Os trechos meandrantés de rios formam-se de maneira análoga aos trechos sinuosos regulares, só que se tratam de casos para os quais as curvas formadas são mais acentuadas, ou seja, possuem maiores valores de amplitudes em relação aos comprimentos de onda.

As condições mais propícias para formação de meandros ocorrem em locais onde o rio apresenta um declive suave (planícies aluvionares), com um leito constituído por material de granulometria fina, que seja facilmente erodido e transportado pela corrente, mas que seja suficientemente coesivo para formar bancos firmes.

Entretanto, conforme constatado através de observações na natureza, os meandros podem formar-se em locais bem diferentes, como, por exemplo, em escoamentos sobre leitos rochosos, onde são chamados de *incised meanders*. Os mecanismos de formação deste tipo de meandro não são conhecidos em detalhes, mas de qualquer modo, independente do tipo de terreno, os meandros são formados invariavelmente por um processo contínuo de erosão, transporte e depósito de material que compõe o leito, sendo que o material da margem côncava é erodido, transportado para jusante e depositado na parte convexa.

Uma característica geométrica do traçado em planta dos trechos meandrantés é que o ângulo máximo (ω) formado entre o eixo central do curso d'água e o sentido preferencial do canal é maior do que 90° , o que confere a estes trechos características similares à apresentada no terceiro esquema da Figura 6.19.

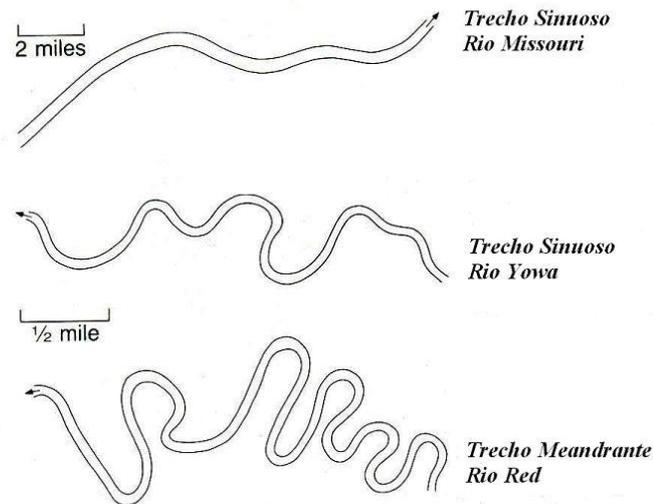


Figura 6.19 – Exemplos de rios sinuosos e meandros. Fonte: CHANG (1988).

Os trechos com estas características peculiares de traçado em planta foram separados dos trechos sinuosos devido a algumas de suas particularidades. Os trechos meandros estão sujeitos a dois fenômenos que podem ocorrer em maior ou menor intensidade dependendo das condições locais. São eles:

- Deslocamento e deformação do traçado;
- Rompimento de meandro (*Cut-off*).

Estes dois fenômenos são detalhados nos itens 6.5.1 e 6.5.2.

6.5.1. Deslocamento e deformação de meandros

Segundo LELIAVSKY (1964), a partir de levantamentos de campo em rios russos e em outros cursos d'água espalhados por todo o mundo, foi detectado que as curvas dos trechos meandros, através de um processo natural de desenvolvimento, têm uma tendência a caminhar para jusante, ou seja, as curvas não se mantêm fixas nas mesmas posições do vale ao longo do tempo.

Em geral, atribui-se este efeito ao fato observado por Fargue de que, numa dada curva, o ponto mais profundo da fossa de erosão não se localiza na seção que contém o ponto de máxima curvatura, mas deslocado um pouco para jusante, onde, portanto, é maior a ação erosiva.

O deslocamento para jusante é, dessa forma, mais intenso para trechos meandrantés, nos quais as curvaturas são mais acentuadas e, por conseguinte, a ação erosiva mais intensa. Contudo, este fenômeno também pode ser observado em alguns trechos sinuosos de maneira mais lenta.

O deslocamento de meandros para jusante está condicionado à presença de níveis de base a jusante do trecho, ou seja, a presença de afloramentos rochosos ou receptores de grande extensão, com nível d'água praticamente fixo (como grandes lagos ou o oceano), podem impedir o avanço para jusante dos meandros.

De acordo com BANDINI (1958), enquanto os meandros localizados a montante de níveis de base são praticamente fixos, aqueles localizados distantes destes pontos, principalmente os que estão longe de sua condição de equilíbrio, sofrem dois fenômenos físicos simultaneamente: deslocamentos para jusante e deformações. A Figura 6.20 mostra os dois movimentos sofridos por um meandro: translação para jusante passando de *a-a-a* para *b-b-b*; e deformação passando de *b-b-b* para *c-c-c*.

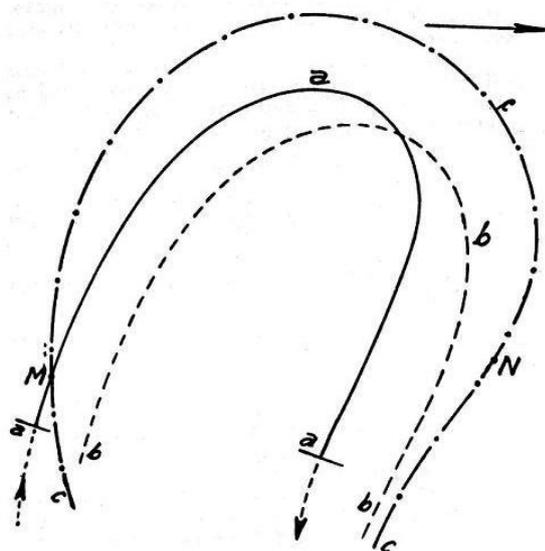


Figura 6.20 – Movimentos elementares de um meandro: Translação e deformação.
Fonte: BANDINI (1958).

6.5.2. Rompimentos de meandros (*Cut-offs*)

Quando um trecho meandrante desenvolve-se de forma a aumentar significativamente o valor do ângulo máximo ω , isto faz com que o início e o fim de uma dada curva aproximem-se muito um do outro, formando grandes alças com “pescoços” cada vez mais estreitos. Nesta condição, existe a possibilidade de que, na passagem de vazões de cheia, a corrente provoque um corte no terreno, abrindo um novo traçado, conforme indicado na Figura 6.21. Este fenômeno é conhecido na língua inglesa como “*cut-off*”, e pode ser batizado em língua portuguesa como rompimento de meandro.

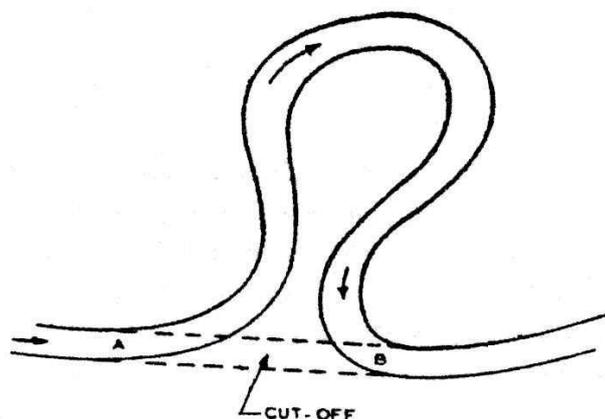


Figura 6.21 – Esquema de um rompimento de meandro (*cut-off*). Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).

Segundo GARDE; RANGA RAJU (1978), se a passagem da cheia durar por um tempo relativamente longo, no local de rompimento do meandro desenvolve-se um canal estável, definindo um novo traçado em planta para o curso d'água e provocando o surgimento de meandros abandonados, conforme ilustrado na Figura 6.22. Ainda segundo os autores, os canais resultantes de rompimentos naturais de meandros, em geral, levam um período de 2 a 3 anos para desenvolver-se completamente.

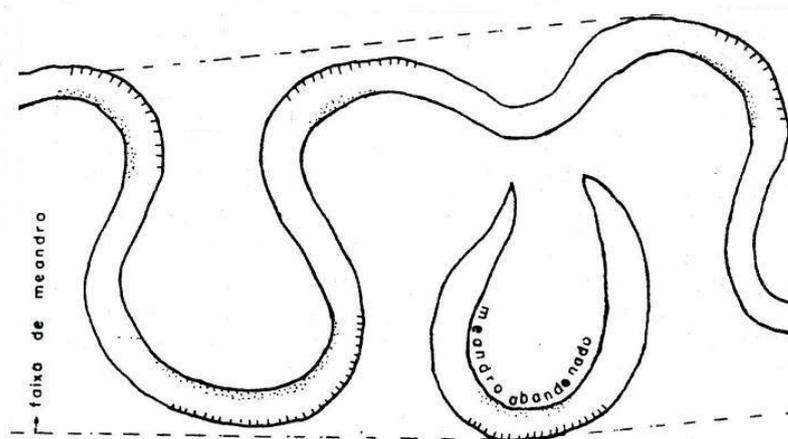


Figura 6.22 – Esquema de um meandro abandonado. Fonte: CHRISTOFOLETTI (1981).

Os rompimentos de meandros também podem ser executados artificialmente com algumas finalidades, tais como: retificação no traçado para favorecer a navegação no trecho; redução das alturas de inundação durante o período de vazões altas, ou ainda, redução nos tempos de cheia.

Segundo GARDE; RANGA RAJU (1978) existem basicamente duas técnicas para execução de rompimentos de meandros artificiais. A técnica européia consiste em escavar a seco um canal com as dimensões finais esperadas, ou melhor, que seja capaz de veicular toda a vazão de projeto, e, então, permitir que o rio passe por ele. Já a técnica americana, consiste em escavar um canal piloto (de dimensões menores do que as esperadas), que seja capaz de veicular entre 8 a 10% da vazão de projeto, permitindo assim que o próprio rio se encarregue da tarefa de escavar naturalmente a seção inicial. Em alguns casos, é preciso auxiliar o processo de escavação natural com operações de dragagem, até que se atinja a condição de equilíbrio. A técnica de execução de rompimentos de meandros com canais piloto foi aplicada pela primeira vez no rio Mississippi.

Independente de ser um processo natural ou artificial, os rompimentos de meandros tem conseqüências imediatas e de longo prazo para o rio:

- O principal efeito imediato é a redução no perfil da linha d'água a montante do corte, devido ao aumento da declividade do trecho. Além disso, sem a curva do meandro, para períodos de vazões mais baixas o pico de vazões tende a aumentar, pois se perde um pouco do efeito de armazenamento;
- Em longo prazo, as modificações provocadas pelo aumento da energia do escoamento (em função do aumento da declividade do canal) podem causar um desequilíbrio hidrodinâmico que conduza a um processo de erosão e deposição, cuja tendência pode, até mesmo, levar à formação de outro meandro. Portanto, caso o rompimento do meandro seja uma obra artificial, que deve manter estável o novo traçado, provavelmente será necessária uma proteção das margens para fixação do leito.

6.5.3. Características geométricas em planta de trechos meandantes ou sinuosos regulares

Caso se deseje alterar um trecho de rio, retificando seu traçado, é importante ter pelo menos alguma idéia a respeito das relações entre o comprimento de onda e a amplitude que se formam e permanecem estáveis em trechos meandantes ou sinuosos naturais. Isto porque, se o projeto for muito diferente das condições locais de equilíbrio, provavelmente, o traçado retificado tenderá a alterar sua forma, aumentando os custos para mantê-lo estável com o uso de técnicas de fixação do traçado, como proteção de margens e/ou implantação de níveis de base artificiais (soleiras de fundo).

Segundo LELIAVSKY (1964), Fargue proporcionou uma informação geral sobre a relação entre os comprimentos de onda de sinuosidades e a largura do canal, quando definiu os limites de aplicação de suas leis. Portanto, se o comprimento de onda for determinado como função da largura do canal e a declividade de equilíbrio através do tamanho dos sedimentos do leito, o excesso de comprimento será dado pela diferença entre a declividade do terreno natural e a declividade de equilíbrio, sendo possível, assim, determinar a amplitude da curva e defini-la geometricamente.

Utilizar este caminho para determinar o traçado em planta ideal pode ser uma tarefa muito árdua, ou quase impossível, uma vez que na maior parte dos casos não se dispõe de dados suficientes para estimar-se com precisão a declividade de equilíbrio e, por conseguinte, o comprimento final do trecho.

Uma alternativa seria aplicar alguma das diversas relações empíricas, desenvolvidas por autores como Claude Inglis, que através de diversos dados colhidos em pesquisas de campo, produziu equações relacionando alguns parâmetros hidráulicos e geométricos de trechos meandantes.

Segundo LEOPOLD *et al.* (1964), o comprimento de onda de um trecho meandrante ou sinuoso tem sido relacionado empiricamente à raiz quadrada da vazão de formação de um rio. Como a largura do canal também é ligada à vazão, então relações entre o

comprimento de onda e a largura de trechos sinuosos foram propostas. Da mesma forma, foram desenvolvidas relações entre a amplitude e a largura do canal.

A Tabela 6.3 resume alguns resultados de estudos empíricos relacionando comprimento de onda e amplitude com a largura do canal e a vazão.

Tabela 6.3 – Resultados de estudos empíricos para características geométricas de trechos meandrantess/sinuosos. Unidades no Sistema Internacional.

AUTOR	EQUAÇÕES	COMENTÁRIOS
INGLIS (1949) <i>apud</i> LEOPOLD <i>et al.</i> (1964)	$\lambda_c = 53,6 \cdot \sqrt{Q}$ $A'_c = 153,4 \cdot \sqrt{Q}$	Baseadas nos dados obtidos por Ferguson no rio Ganges
	$\lambda_c = 6,06 \cdot B$ $A'_c = 17,38 \cdot B$	Baseados nos dados de JEFFERSON (1902) <i>apud</i> LEOPOLD <i>et al.</i> (1964)
R. A. Bates	$A'_c = 14,00 \cdot B$	Obtida para rios americanos em Wisconsin
LEOPOLD; WOLMAN (1960) <i>apud</i> LEOPOLD <i>et al.</i> (1964)	$\lambda_c = 11,03 \cdot B^{1,01}$ $A'_c = 3,04 \cdot B^{1,10}$ $\lambda_c = 4,6 \cdot r^{0,98}$	

Na Tabela 6.3, A'_c é a amplitude das margens externas de um meandro, que corresponde à soma da amplitude (A_c) com a largura média do canal (B_m).

Deve-se ressaltar que a maior parte das equações relacionadas define características de trechos meandrantess, pois, em geral, as equações retratam valores de amplitudes grandes em relação ao comprimento de onda. Contudo, a equação de LEOPOLD; WOLMAN (1960) *apud* LEOPOLD *et al.* (1964) resulta em valores de comprimento de onda bem maiores do que a amplitude, indicando a definição de um trecho sinuoso.

Além dos resultados de campo, Inglis em 1940, a partir de uma série de resultados de ensaios em modelos físicos na estação experimental de Poona (Índia), determinou duas equações que correlacionam comprimento de onda e amplitude com a raiz quadrada da vazão. Os coeficientes apresentados nas equações são valores médios de diversos ensaios realizados com diferentes condições de vazão e concentração de sedimentos. Em unidades do Sistema Internacional, as expressões são:

$$\lambda_c = 62,63 \cdot \sqrt{Q} \quad (6.326)$$

$$A'_c = 27,36 \cdot \sqrt{Q} \quad (6.327)$$

A partir dos resultados de seus experimentos, Inglis concluiu que a vazão a ser utilizada nas equações empíricas, para rios com grande variação no regime de vazões é da ordem de 60% da vazão máxima.

Os resultados de laboratório retratam relações para trechos sinuosos, pois os valores de amplitude são menores do que a metade dos comprimentos de onda.

Nas equações obtidas para estudos em modelo, embora o valor do comprimento de onda em relação à vazão tenha resultado em coeficientes próximos aos obtidos em campo, o mesmo não ocorre para amplitude. LEOPOLD *et al.* (1964) comentam que, em geral, são conseguidas melhores correlações entre comprimento de onda e vazão do que entre amplitude e vazão, porque esta última provavelmente é governada mais por características locais de erosão das margens do que por princípios hidrodinâmicos.

Além disso, convém comentar que todas as relações entre comprimento de onda e largura, amplitude e largura, bem como comprimento de onda e raio médio, são praticamente lineares, sendo que os expoentes nas equações podem ser aproximados pela unidade através de pequenos ajustes nos coeficientes das equações.

Análises mais recentes feitas por IKEDA *et al.* (1981) *apud* CHANG (1988) e PARKER *et al.* (1983), usando uma equação dinâmica para a velocidade longitudinal e uma equação cinemática para retratar a erosão das margens, têm procurado proporcionar uma base física mais sólida para tentar definir o caminho de um meandro. Uma expressão foi derivada para o comprimento de onda (λ_c), relacionando-o à profundidade do escoamento (h), à largura do canal (B) e ao fator de atrito de Darcy-Weisbach (f), que é:

$$\frac{\lambda_c}{h} = 8 \cdot \sqrt{\frac{\pi \cdot B}{f \cdot h}} \quad (6.328)$$

De acordo com LELIAVSKY (1964), não existem duas obras de correção de traçado que sejam iguais, ou seja, cada caso deve ser tratado de maneira distinta. O ideal, segundo o autor, caso haja disponibilidade de recursos, é utilizar a modelação física para definir as melhores alternativas, pois desta forma pode-se reduzir significativamente os eventuais custos com manutenção de trechos corrigidos.

6.5.4. Descrição do traçado em planta de trechos meandrantés (Curvas seno-geradas)

Existem diversos modelos matemáticos para tentar descrever o caminhamento do traçado em planta de trechos meandrantés, como por exemplo: curvas parabólicas, composição de arcos circulares, curvas senoidais, entre outras. Fargue, por exemplo, através da “espiral involutiva” (vide item 6.4.2.2) procurou obter uma equação matemática para definir uma transição “ideal” no traçado em planta de trechos sinuosos.

Para definição do traçado em trechos tipicamente meandrantés, um dos mais conhecidos modelos matemáticos foi proposto pelos pesquisadores Langbein e Leopold e recebeu o nome de curva seno-gerada.

A origem deste modelo está no conceito de tentar definir o traçado mais provável entre dois pontos fixos, através de uma técnica matemática denominada de “caminhos ao acaso”. Os elementos matemáticos para determinação deste percurso mais provável entre dois pontos foram desenvolvidos por VON SCHELLING (1951) *apud* CHANG (1988), que através de um número fixo de passos (trechos) para definir o caminhamento, assumiu uma distribuição normal de probabilidades para a mudança de direção de cada trecho. Assim, para um caminhamento que é uma curva contínua, o autor mostrou que a condição geral para o percurso mais provável deveria atender à condição de variância mínima, ou seja:

$$\sum \frac{\Delta s}{r^2} = \text{mínimo} \quad (6.329)$$

Na qual:

- s : coordenada curvilínea que representa a distância medida ao longo do percurso a partir do início da curva até um ponto qualquer;
- Δs : incremento em s (passo);
- r : raio de curvatura do canal.

A solução exata para este modelo é expressa por uma integral elíptica. Contudo, LANGBEIN; LEOPOLD (1966) estipularam que, para descrever a geometria planimétrica de um rio, uma solução aproximada suficientemente precisa seria alcançada através da definição de uma função senoidal relacionando a direção angular de um dado segmento do meandro com a distância medida ao longo do canal.

Assim, uma dada curva é dividida em trechos, conforme indicado na Figura 6.23. Os desvios angulares de cada trecho com relação à direção média da curva são marcados em um gráfico, considerando-se a distância percorrida a partir de um ponto qualquer escolhido arbitrariamente. Neste caso, é definida como mais provável, a curva que obtém a menor somatória para os quadrados de todos os desvios angulares, obtendo-se assim a condição de variância mínima. LANGBEIN; LEOPOLD (1966) seguindo este critério testaram quatro tipos de curvas: parabólica, senoidal, circular e uma gerada a partir da variação senoidal dos desvios angulares em relação à distância do percurso. Esta última curva foi a que apresentou a variância mínima e foi batizada de curva seno-gerada (*sine-generated curve*), sendo que sua representação gráfica em planta, assim como a da variação senoidal de seus desvios angulares, encontram-se na Figura 6.23.

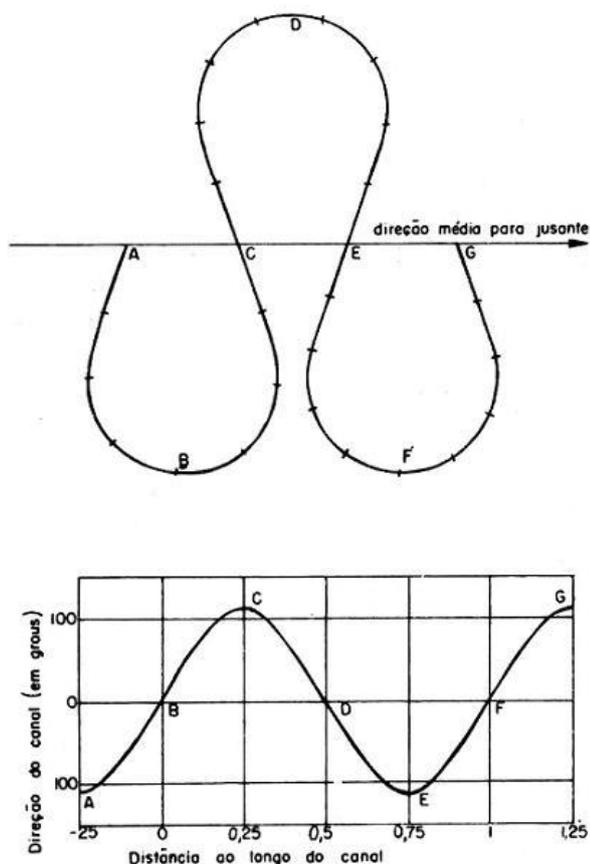


Figura 6.23 – Curva seno-gerada e representação gráfica do desvio angular em relação à distância ao longo do canal. Fonte: CHRISTOFOLETTI (1981).

A equação que define a curva seno-gerada é dada por:

$$\theta = \omega \cdot \text{sen}\left(\frac{2\pi \cdot s}{s_{tot}}\right) \quad (6.330)$$

Na qual:

- θ : ângulo que a tangente a um dado ponto do meandro faz com a direção média de jusante;
- ω : ângulo máximo que uma tangente qualquer ao meandro faz com a direção média de jusante;

- s_{tot} : distância do percurso total do meandro medida no trecho correspondente a um comprimento de onda.

A aplicação do modelo de curva seno-gerada a um trecho meandrante é apresentada na Figura 6.24.

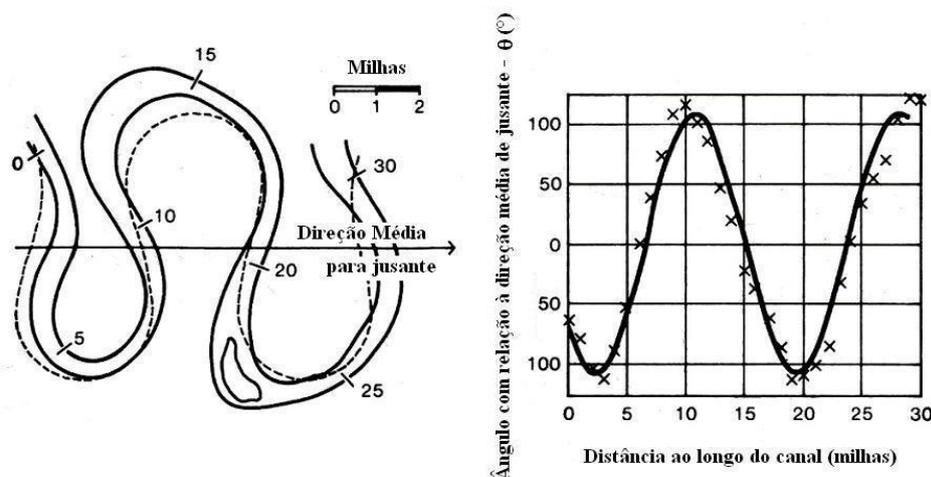


Figura 6.24 – Aplicação do modelo de curva seno-gerada a um trecho meandrante do Rio Mississippi em Greenville. Fonte: CHANG (1988).

Para que a curva seno-gerada represente com precisão um trecho meandrante é necessário especificar adequadamente tanto o parâmetro de escala s_{tot} , quanto o parâmetro de forma ω .

É importante destacar que este modelo não diz nada sobre o estado de equilíbrio ou sobre os princípios de formação de trechos meandrantés, constituindo-se apenas um método de representação gráfica do traçado em planta, que depende da predefinição parâmetros através de levantamentos de campo.

6.5.5. Correções de traçado em trechos meandrantés

Em geral, utilizar critérios, como os desenvolvidos por Fargue, para correção de traçados meandrantés, a fim de uniformizar as variações de profundidade, assim como a tentativa de utilizar modelação física para pesquisar alternativas que reduzam a manutenção no trecho alterado, nem sempre são soluções viáveis.

Por exemplo, para corrigir o traçado de um trecho meandrante com a finalidade de atender a navegação, provavelmente curvas bem mais suaves teriam de ser projetadas, a fim de atender as condições de raio mínimo. Neste caso, um aumento significativo da declividade ocorreria no trecho, aumentando a energia do escoamento e sua capacidade de transporte de material sólido. Em outras palavras, iniciaria-se um processo erosivo com a tendência natural de que o traçado retorne à sua condição de estabilidade, ou seja, um traçado meandrante de curvas bem mais acentuadas e impróprio para a navegação.

Este problema também ocorre no caso de alteração de traçados em trechos sinuosos, só que no caso dos trechos tipicamente meandrantés o problema é bem mais sério, pois, em geral, as modificações na declividade do canal são mais severas.

Portanto, é importante estar ciente que a correção de traçado de um trecho meandrante pode envolver a necessidade de fixação das margens e do leito em praticamente todo o trecho.

Para fixação das margens pode não ser interessante adotar uma solução do tipo contínua, ou seja, proteção das margens com material de granulometria maior distribuído ao longo de todo trecho. Isto porque devido às características divergentes do trecho é bem possível que erosões na base da proteção se iniciem, descalçando o talude e fazendo com que o revestimento perca sua função. É claro que um reforço no “pé” do revestimento é uma solução viável para contornar este problema, mas muitas vezes uma solução descontínua com o uso de espigões pode ser mais interessante, para desviar o fluxo da margem, mantendo-a estável no novo traçado. Com esta solução, há ainda a vantagem de que mesmo que algum dos espigões seja danificado por erosões

em sua base levando ao colapso estrutural, a proteção não estará comprometida como um todo, bastando recuperar o espigão danificado.

Muitas vezes é também necessário fixar o fundo do canal através da construção de travessas de pedras soltas, blocos, gabiões ou outro material resistente à ação do escoamento, espaçadas convenientemente entre si de modo a atuar como níveis de base artificiais, que impedem a erosão, fixando o fundo do canal.

Independente dos detalhes de projeto que sejam empregados para correção de trechos tipicamente meandrantés, este tipo de obra é quase sempre mais dispendioso quando comparado aos trechos sinuosos, pois além de exigir um custo maior para implantação, necessita de maiores investimentos com manutenção.

6.6. Trechos anastomosados

6.6.1. Generalidades

Os trechos anastomosados de um rio são caracterizados pela multiplicidade de canais, ou seja, nestes trechos o material sólido transportado pela corrente é depositado no leito formando ilhas ou bancos detríticos que, na época das vazões mais frequentes (vazões mais baixas), separam o curso d'água em vários canais, que, na maior parte das vezes, são de pequena largura e profundidade. A figura 2.8 ilustra o esquema de um trecho anastomosado de um rio.

Outra importante característica destes trechos é que, durante a passagem das vazões de cheia, os bancos de material detrítico que se formam ao longo do leito tendem a ficar encobertos pela água, fazendo com que o rio passe a ter um curso d'água único que, em geral, segue um traçado aproximadamente retilíneo.

Quando os bancos detríticos são encobertos pela água, durante a passagem das vazões mais altas, estes podem ser arrastados pela ação do escoamento, mudando de posição. A modificação constante na posição dos bancos, alterando as dimensões e traçado dos

canais que compõe o trecho, é uma característica comum nos trechos anastomosados. Contudo, em alguns casos, devido a algumas condições específicas de transporte de sedimentos e crescimento de vegetação, muitos bancos e ilhas acabam se fixando em suas posições, tornando-se capazes de permanecer acima do nível d'água inclusive para vazões de cheia.

6.6.2. Formação de trechos anastomosados

Conforme constatado por LEOPOLD *et al.* (1964) através de observações no Rio *Green*, comprovadas por experimentos de laboratório, os trechos anastomosados são formados a partir de um único canal que, durante a passagem de uma cheia, sofre depósito de material grosseiro (transportado como carga de fundo) formando um banco central. Uma fração fina do material transportado pelo leito também pode ficar retida neste banco, que cresce pelo adicionamento sucessivo de material em sua parte de jusante. O crescimento do banco detrítico pode chegar a tal ponto que afete a largura do canal principal, sendo que o escoamento, a fim de atingir o estado de equilíbrio, tem a tendência a aprofundar o leito ou erodir as margens. Através de um ou outro processo ocorre a diminuição do nível d'água e o banco detrítico pode emergir como uma ilha, tornando-se inclusive estabilizada pelo crescimento de vegetação. Seguindo o mesmo processo, outros canais podem surgir no trecho, subdividindo o curso d'água inicial em vários canais de menores dimensões e promovendo a formação de um trecho tipicamente anastomosado.

Ainda segundo LEOPOLD *et al.* (1964), considerando-se a condição inicial de um curso d'água de traçado único, verificou-se que a formação de um trecho anastomosado provoca um aumento na largura total do canal de 1,1 a 2,0 vezes em comparação à largura original do canal único. Utilizando-se o mesmo tipo de comparação, a declividade do trecho também sofre um aumento, que fica entre 1,3 a 1,9 vezes a declividade do canal único, enquanto a profundidade sofre uma redução entre 0,6 a 0,9 vezes a profundidade normal do canal único.

Embora alguns autores prefiram referir-se à formação de canais anastomosados como uma simples consequência da deposição de material no leito do rio, devido à sua falta

de capacidade de transporte, CHRISTOFOLETTI (1981) aponta algumas condições notáveis para formação deste tipo de canal:

- Presença de margens erodíveis. Esta condição é fundamental para que o canal seja capaz de depositar sedimentos, formar bancos e para que, durante a passagem das cheias, estes bancos não sejam totalmente arrastados, o que ocorreria caso as margens fossem fixas;
- Disponibilidade de material grosseiro e heterogêneo transportado como carga de fundo, criando condições para a formação de bancos detríticos e desvio do fluxo;
- Regime de vazões com ampla variação, favorecendo os mecanismos de deposição e arraste de material sólido (formação de bancos e erosão das margens);
- Alterações bruscas de declividade em um trecho podem favorecer deposições detríticas e ramificações do curso d'água.

O mecanismo de transporte sólido é essencial para formação dos canais anastomosados. Nos canais com transporte de material mais grosseiro, o surgimento dos primeiros bancos detríticos pode ser facilmente justificado através do mecanismo de deposição. Já nos canais com material mais fino, a deposição irregular de material sólido e a erosão das margens também podem provocar a formação da tipologia anastomosada. Neste segundo caso, geralmente o leito move-se gradualmente durante a estiagem, e sofre grandes transformações durante a passagem das vazões de cheia, podendo migrar lateralmente dezenas de quilômetros devido à facilidade com que o material das margens pode ser arrastado.

6.6.3. Relações entre as diferentes tipologias de canais

LEOPOLD *et al.* (1964) afirmam que há uma relação próxima entre os canais anastomosados e os meandantes. Num dado trecho anastomosado os canais podem possuir um traçado meandrante para baixas vazões (para vazões altas o traçado é preferencialmente retilíneo seguindo a direção preferencial do vale).

Canais anastomosados ocorrem para declividades mais acentuadas do que os meandantes, pois as altas declividades favorecem o maior transporte sólido e também a erosão das margens, condições essenciais para formação da tipologia anastomosada.

LEOPOLD *et al.* (1964) constataram que existe uma certa continuidade entre os padrões de traçado nos cursos d'água, evoluindo do reto para o meandrante (passando pelo sinuoso) e anastomosado. Contudo, experimentos realizados por SCHUMM; KHAN (1972) *apud* CHRISTOFOLETTI (1981) revelaram que, na verdade, existem limiares para o estabelecimento de um padrão e não propriamente uma evolução contínua.

SCHUMM; KHAN (1972) *apud* CHRISTOFOLETTI (1981) realizaram experimentos em laboratório, nos quais para uma dada vazão constante variaram a declividade e as cargas sedimentares do canal. Os resultados dos ensaios revelaram algumas importantes conclusões:

- Canais inicialmente retos, escoando sobre leito aluvionar, permanecem desta forma para baixas declividades. Contudo, com o aumento da declividade aparecem as primeiras sinuosidades, culminando na tendência à formação de meandros. Aumentando-se ainda mais a declividade, ocorre a formação de um canal anastomosado com margens externas preferencialmente retilíneas. As transformações entre as tipologias não ocorreram de modo contínuo, mas quando atingiram valores limiares conforme mostrado na Figura 6.25;

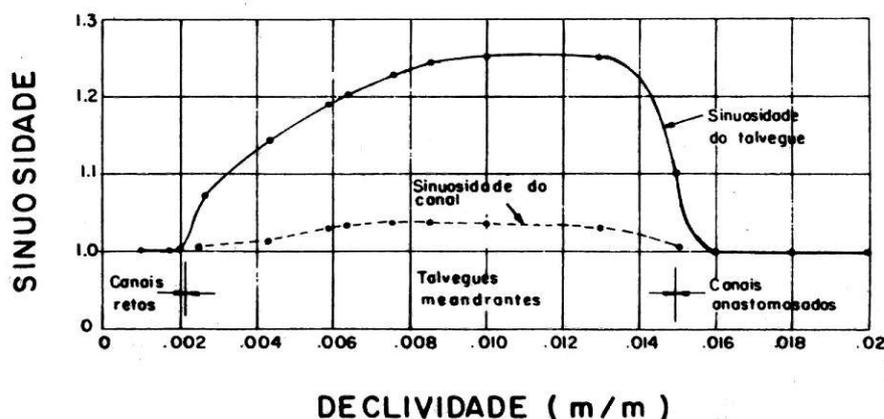


Figura 6.25 – Relação entre declividade e sinuosidade do talvegue e entre declividade e sinuosidade do canal, segundo SCHUMM; KHAN (1972). Fonte: CHRISTOFOLETTI (1981).

- Sob predomínio do transporte de fundo, os canais evoluem diretamente do reto para o anastomosado através de um aumento na declividade. Para a formação da tipologia meandrante, deve haver um transporte significativo de carga em suspensão, que parece permitir a erosão do fundo e proporcionar, ao mesmo tempo, uma tendência à formação de bancos alternados (meandramento do leito).

Este último resultado obtido através dos ensaios em modelo indica uma condição já mencionada para formação de canais anastomosados, que é a presença de material grosseiro (transportado como carga de fundo) para formação dos primeiros bancos detríticos. Ocorre que nos escoamentos com presença mais importante de material fino (transportado em suspensão), a deposição para formação de bancos torna-se mais difícil e a tendência ao meandramento torna-se a única alternativa para redução da declividade, caso o escoamento apresente um transporte inferior à sua capacidade no trecho.

Simplificadamente pode-se dizer que o mecanismo que leva à formação de meandros é basicamente a erosão das margens devido ao déficit de material sólido transportado pela corrente em relação à capacidade de transporte no trecho. Já no caso dos canais

anastomosados, a deposição de material grosseiro trazido de montante parece ser uma condição importante para formação desta tipologia, tanto quanto a presença de margens erodíveis. No caso do transporte de material fino vindo de montante, um eventual processo de erosão das margens só levaria à formação de trechos anastomosados (conforme citado no item 6.6.2) caso este material sólido introduzido no escoamento não seja fino suficiente para atravessar de uma margem à outra. Neste caso, o material mais grosseiro oriundo das margens se acumularia no fundo do canal iniciando o processo de formação de cursos múltiplos.

De acordo com LEOPOLD *et al.* (1964), aparentemente, a tipologia anastomosada é uma espécie de ajuste que pode ser feito em um dado trecho de rio, em resposta a uma carga sólida muito grande trazida de montante. Em outras palavras, a formação de canais múltiplos representa uma resposta ou ajuste a uma série de variáveis de controle, as quais proporcionam uma condição de equilíbrio em longo prazo. Ainda segundo o autor, uma vez estabelecida a tipologia anastomosada, ela é capaz de manter suas características com apenas pequenas modificações, ficando tão próxima de uma condição de equilíbrio, quanto um trecho com curso d'água único.

7. MÉTODOS PARA DEFINIÇÃO DA DECLIVIDADE E DAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL DE CANAIS ESTÁVEIS

7.1. Considerações gerais

Neste capítulo são apresentados alguns métodos que permitem estimar a geometria da seção transversal e a declividade de equilíbrio para canais escoando sobre leito aluvionar. As primeiras expressões matemáticas propostas para este fim surgiram no final do século XIX, através de estudos em canais de irrigação na Índia e no Paquistão. Estes equacionamentos são conhecidos por Teoria do Regime, e foram propostos por autores como Kennedy, Lindley, Lacey, Blench, entre outros.

Na Teoria do Regime, as formulações são de natureza exclusivamente empírica e procuram relacionar as incógnitas de interesse com a vazão de formação¹ do canal. Em termos da propriedade genérica (A) pode-se escrever:

$$A_r = \alpha_A \cdot Q^{\beta_A} \quad (7.331)$$

Na eq.(7.1), " A_r " representa qualquer uma das incógnitas do problema da estabilidade (largura da seção transversal, profundidade do escoamento ou declividade do leito) para o canal em regime (daí a letra subscrita " r "), ou seja, para a condição final de equilíbrio. Além disso, os parâmetros característicos restantes do fenômeno da estabilidade (ρ , ν , γ_s , d , g e Q_s , conforme mencionado no capítulo 5) estão implícitos nos coeficientes α_A e β_A .

De acordo com YALIM (1992), a maior parte dos autores, que representam a escola clássica da Teoria do Regime, obtiveram coeficientes e expoentes relativamente

¹ O conceito de vazão de formação é dado em detalhes no item 5.3.1.

semelhantes para definição das propriedades (incógnitas) de interesse. YALIM (1992) agrupou estes valores da seguinte forma:

$$B_r \sim \sqrt{Q} \quad (7.332)$$

$$h_r \sim Q^{\beta_h} \quad (7.333)$$

$$i_r \sim Q^{\beta_i} \quad (7.334)$$

Sendo que β_h e β_i são afetados principalmente pelo tamanho dos sedimentos, conforme indicado a seguir:

- $\beta_h \approx 0,33$ e $\beta_i \approx -0,10$ (Areias Finas);
- $\beta_h \approx 0,43$ e $\beta_i \approx -0,43$ (Pedras).

Devido à natureza empírica destas equações o termo “Teoria” do Regime é questionado por alguns autores, que sugerem nomenclaturas alternativas para ressaltar que não há caráter teórico nesta abordagem (em língua inglesa sugere-se o uso da denominação *Regime Method* no lugar de *Regime Theory*). Contudo, como o nome utilizado é um fator de menor importância, no presente trabalho, por razões históricas, é preservada a nomenclatura original.

A apresentação dos principais métodos desenvolvidos pela Teoria do Regime encontra-se no item 7.2.

A partir destes trabalhos pioneiros surgiram diversos outros métodos para tratar o problema da estabilidade dos cursos d’água. Alguns deles foram agrupados no item 7.3, denominado “Métodos baseados na evolução da Teoria do Regime”. Alguns destes métodos preservaram o caráter exclusivamente empírico da Teoria do Regime, inclusive com expressões de estrutura muito similar, mas tentaram ampliar a

aplicabilidade dos métodos, incluindo em suas pesquisas outros tipos de canais, além dos artificiais de irrigação extensivamente analisados na Índia e Paquistão. Neste grupo foram incluídos os métodos de Simons e Albertson e de Altunin, que são detalhados nos itens 7.3.2 e 7.3.3.

Como os parâmetros característicos do fenômeno da estabilidade encontram-se implícitos nos coeficientes das equações empíricas, o uso destas restringe-se ao curso d'água para a qual foram determinadas. Tentando superar esta limitação, diversos autores procuraram aperfeiçoar os métodos de definição do estado de equilíbrio, incorporando fundamentos teóricos e tentando explicitar os parâmetros característicos relevantes. Seguindo este princípio, muitos pesquisadores passaram a tentar solucionar o problema do projeto de canais com três graus de liberdade através do uso das três seguintes equações:

- Equação de resistência ao escoamento;
- Equação de transporte sólido;
- Equação de forma (que, em geral, é uma relação entre a largura do canal e a profundidade do escoamento ou entre a largura do canal e a vazão).

Nos primeiros trabalhos utilizando esta abordagem, o caráter empírico foi mantido na definição da equação de forma, que é obtida através de uma correlação gráfica entre as larguras de seções estáveis e a profundidade do escoamento (ou, em alguns casos, a vazão de formação). Posteriormente, alguns autores procuraram utilizar conceitos teóricos na definição da resistência das margens, com o objetivo de determinar equações de forma que não fossem exclusivamente apoiadas em correlações empíricas.

Contudo, deve-se ressaltar que mesmo as equações de resistência ao escoamento e transporte sólido, ainda que fundamentadas teoricamente, também utilizam coeficientes determinados através de experiências de laboratório ou dados de campo.

Além disso, os métodos que utilizam equações de transporte sólido introduzem um novo parâmetro a ser estimado, que é a vazão sólida, acrescentando uma dificuldade adicional ao projeto de canais.

Os trabalhos que definem analiticamente o estado de equilíbrio utilizando as três equações mencionadas, assim como um modelo de cálculo baseado na análise dimensional dos parâmetros característicos do fenômeno de estabilidade, são apresentados no item 7.3.

Outros modelos mais recentes vêm sendo desenvolvidos para estudo da estabilidade de cursos d'água e foram propostos a partir dos trabalhos originais de pesquisadores como Yang, Song e Chang. Estes modelos são motivados pela convicção de que certas quantidades físicas tendem a adquirir valores extremos (máximos ou mínimos) quando o estado de equilíbrio no desenvolvimento do rio é alcançado. Os métodos que seguem este tipo de abordagem do problema são denominados Métodos Racionais (ou Métodos dos Valores Extremos), sendo que, até os dias de hoje, ainda são alvos de grandes discussões na comunidade científica, pois muitos pesquisadores questionam sua validade.

Os Métodos Racionais também propõe o uso de três equações para projeto de canais com três graus de liberdade. Duas equações são do mesmo tipo já mencionado: uma de resistência ao escoamento e outra de transporte de sedimentos. Contudo, a terceira equação procura refletir a minimização (ou maximização) de uma determinada propriedade física, que varia de autor para autor. Os Métodos Racionais poderiam também ser considerados como uma evolução da Teoria do Regime, mas devido às peculiaridades deste enfoque, estes métodos foram estudados separadamente no item 7.4.

Por fim, vale lembrar que para canais em regime escoando sobre leito aluvionar não coesivo existem basicamente dois tipos de problemas que podem ser enfrentados:

- Escoamento com águas claras (sem transporte sólido significativo) sobre leito de material solto e grosseiro, no qual o escoamento não é capaz de movimentar os sedimentos do leito (um grau de liberdade);
- Escoamento com transporte de sedimentos e condição estabelecida de equilíbrio dinâmico (três graus de liberdade);

O primeiro tipo de situação é um caso particular, e uma metodologia para projetar canais nestas condições é proposta no item 7.5.

O segundo caso é mais geral, e aborda os cursos d'água nos quais as características geométricas do canal são mantidas, ou variam muito pouco, ao final de um ciclo hidrológico, caracterizando um estado de equilíbrio dinâmico que se mantém ao longo dos anos. Os métodos apresentados nos itens 7.2, 7.3 e 7.4 preocupam-se com a solução deste caso.

7.2. Teoria do regime

7.2.1. Panorama histórico

A Teoria do Regime surgiu a partir dos trabalhos pioneiros de engenheiros britânicos trabalhando em canais de irrigação na Índia e no Paquistão. Praticamente todos os trabalhos foram desenvolvidos a partir de dados coletados na província de *Punjab*, que constitui um dos maiores sistemas de canais de irrigação do mundo.

De acordo com BLENCH (1957), a província de *Punjab* está situada sobre uma planície árida, além da qual montanhas crescem abruptamente ao norte. Uma área de aproximadamente 260.000 km² é atravessada pelo rio *Indus* e seus tributários *Jhelum*, *Chenab*, *Ravi*, e *Sutlej*. Daí o nome da província, pois o termo “*Punj*” significa “cinco” e “*ab*” significa “água”.

Ainda segundo o mesmo autor, as vazões veiculadas durante o inverno são relativamente pequenas, mas a partir da primavera, quando o gelo das montanhas ao norte começa a derreter, as vazões aumentam significativamente, atingindo picos no final do verão e princípio do outono. O *Jhelum* e o *Chenab* alcançam picos de vazão próximos a 28.000 m³/s. As águas de verão são altamente carregadas de sedimentos com faixa granulométrica variando desde argila até areia de 0,6mm nas planícies. Nos sopés das montanhas, a granulometria do material é bem maior (pedras e pedregulhos são encontrados). As vazões sólidas variam enormemente ao longo do ano, sendo que no período de estiagem o transporte de sedimentos é praticamente nulo. Uma média anual para o transporte sólido fica em torno de 1% em peso da vazão líquida, sendo que para o *Sutlej*, por exemplo, isto corresponde a 35 milhões de toneladas por ano. A declividade média do trecho de planície é próxima de 0,00018 m/m.

Punjab foi uma área onde cresceram civilizações muito antigas, como os Indus, aproximadamente 2750 A.C. Estas civilizações prosperaram ao longo destes rios. A existência de canais de inundação para plantio também é muito antiga. Contudo, o desenvolvimento de um sistema de canais de irrigação (baseados em construção de barragens e que operam de modo perene) veio somente com a colonização inglesa, que ampliou significativamente a área agrícola da província. Este constituiu um período de intensa exploração dos recursos naturais da região e escavação de canais de irrigação, sendo que o primeiro deles foi o canal *Upper Bari Doab*, construído em 1860.

A partir daí, um complexo sistema de canais, ferrovias e algumas indústrias foram implantadas pelos ingleses com o objetivo de desenvolver a agricultura da região e explorar de maneira mais eficiente os recursos locais.

Os canais de irrigação escavados sobre leito aluvionar começaram a apresentar alguns problemas durante sua operação. O canal *Upper Bari Doab*, por exemplo, tinha problemas de deposição de sedimentos grosseiros na entrada, o que estrangulava a seção e provocava um mau funcionamento do canal. Este problema forçou a construção de um trecho alternativo no início do canal para desviar o escoamento enquanto o outro trecho era limpo.

Muitos outros canais apresentaram problemas semelhantes ao *Upper Bari Doab*, de tal forma que os engenheiros britânicos, responsáveis pela construção e operação destes canais, empenharam-se em estudar o mecanismo de deposição de sedimentos, utilizando inclusive modelação física. Através destes estudos, eles descobriram que com a utilização de espigões na entrada do canal e/ou tanques de sedimentação no trecho inicial, era possível impedir que os sedimentos mais grosseiros obstruíssem a entrada do canal. Contudo, é importante observar que este procedimento não impedia a entrada do material mais fino, sendo que esta fração dos sedimentos transportados era responsável por moldar a forma final do canal (cuja seção inicial era do tipo trapezoidal), resultando em seções aproximadamente semi-elípticas (especialmente nos casos de leitos compostos por material exclusivamente arenoso).

Outro problema enfrentado na manutenção dos canais de irrigação era impedir a erosão das margens. Embora os canais fossem escavados em regiões com pequena declividade, o material sólido que compunha o leito era relativamente fino e facilmente erodível pela ação do escoamento. Por isso, alguns trechos apresentavam tendência a desenvolver traçado sinuoso com erosão das margens, implicando na necessidade de intervenção humana para fixação do traçado do leito.

Devido a todas estas dificuldades enfrentadas durante a operação dos canais artificiais, os engenheiros britânicos passaram a estudar o problema da estabilidade de cursos d'água mais detalhadamente. O objetivo era descrever o problema quantitativamente, a fim de determinar critérios de projeto para subsidiar a construção dos canais e reduzir os custos de manutenção.

Um dos trabalhos pioneiros desenvolvidos neste sentido foi publicado por KENNEDY (1895) *apud* LACEY (1930). A idéia geral do autor era que, para canais estáveis, que atingiram sua condição de equilíbrio sem interferência humana significativa, a velocidade média do escoamento era função da profundidade (veja item 7.2.2). Diversos canais foram projetados a partir dos diagramas preparados por Kennedy.

Contudo, na segunda década do século XX, houve um avanço na abordagem do problema da estabilidade. Autores como Lindley observaram que os canais escoando

por leitos aluvionares tinham três graus de liberdade (largura, profundidade e declividade)¹ e, portanto, necessitavam de três equações para determinação destas incógnitas.

“Quando um canal artificial é utilizado para transportar água com sedimentos, tanto margens quanto fundo estão sujeitos à erosão ou depósito de material, alterando sua profundidade, declividade e largura, até que seja alcançado um estado de equilíbrio, no qual o canal é dito em regime” (LINDLEY, 1919 *apud* BLENCH, 1957).

A partir do trabalho de Lindley (veja item 7.2.3), muitos outros surgiram, norteados por esta mesma premissa. Alguns trabalhos ganharam notoriedade e foram utilizados para diversos projetos, como o trabalho de Gerald Lacey (apresentado no item 7.2.4), que reuniu uma grande quantidade de dados de canais de todo mundo para compor suas equações.

A seguir apresentam-se alguns dos trabalhos de maior destaque da Teoria do Regime. Praticamente todas as equações desenvolvidas nesta época foram escritas originalmente em unidades inglesas. Neste trabalho, entretanto, estas equações foram adaptadas para serem compatíveis com o sistema internacional de unidades (SI), a menos que se faça menção contrária, como, por exemplo, no caso do diâmetro médio do material que compõe o leito, cuja unidade mais usual é o milímetro.

7.2.2. Método de Kennedy

KENNEDY (1895) *apud* LACEY (1930) coletou dados de 22 canais do sistema *Upper Bari Doab* (na Índia), que foram selecionados por serem considerados pelo autor como satisfatoriamente estabilizados sem a interferência dos engenheiros. Kennedy encontrou a seguinte relação entre velocidade média (U_0) e profundidade (h):

¹ O desenvolvimento do traçado planimétrico também poderia ser considerado uma variável para o projeto. Contudo, no caso dos canais de irrigação em *Punjab*, o traçado original (aproximadamente retilíneo) era conservado pelos engenheiros através de obras de manutenção, impedindo, por exemplo, que o leito adquirisse um traçado sinuoso.

$$U_0 = 0,548 \cdot h^{0,64} \quad (7.335)$$

Entretanto, observações posteriores mostraram que muitos canais estáveis não apresentavam nem o mesmo coeficiente, nem o mesmo expoente da eq.(7.335). O autor notou que a variação no expoente não parecia ser tão significativa, quanto a variação no coeficiente da equação. Além disso, Kennedy também reconheceu a importância do tamanho dos sedimentos que compõe o canal na relação entre a velocidade média e a profundidade. Assim, acrescentou à eq.(7.335) um coeficiente ($m = U / U_0$) que variava para canais com tamanhos diferentes de sedimentos em relação aos canais estudados em *Upper Bari Doab*.

$$U = 0,548 \cdot m \cdot h^{0,64} \quad (7.336)$$

Sendo que:

- $m > 1$: para areias mais grosseiras do que as encontradas em *Upper Bari Doab*;
- $m < 1$: para areias mais finas do que as encontradas em *Upper Bari Doab*.

Através deste procedimento o autor procurou melhorar sua equação original tornando seu uso mais geral. Contudo, de acordo com BLENCH (1957), Kennedy foi infeliz na escolha dos canais, pois informações posteriores revelaram que alguns destes tinham diferentes composições granulométricas e outros não eram erodíveis. Ainda segundo BLENCH (1957), uma escolha mais adequada dos canais conduziria a um expoente próximo de 0,5.

Em conjunto com a equação de Kennedy deve ser utilizada uma equação de resistência ao escoamento. O autor sugeriu o uso da equação de Kutter¹, mas qualquer outra

¹ O engenheiro suíço W. R. Kutter em 1869 propôs uma fórmula para o coeficiente C da equação de Chezy, eq.(3.33), que dependia de R_h , i e de um coeficiente de rugosidade n . Esta fórmula acabou caindo em desuso por ser complicada de aplicar, e pelo fato de Robert Manning ter encontrado uma fórmula muito mais simples, que gerava resultados próximos daquela proposta por Kutter, utilizando o mesmo coeficiente de rugosidade n , que é conhecido hoje como coeficiente de Manning (item 3.4).

equação de resistência seria igualmente eficiente, caso o coeficiente de rugosidade seja estimado adequadamente.

Para aplicação do método de Kennedy, devem ser conhecidas: a vazão (Q), a declividade (i), o coeficiente de correção (m), e a rugosidade do canal. O procedimento é assumir um valor para a profundidade (h) e calcular a velocidade média (U) através da eq.(7.336). Dessa forma, com os valores de Q e U é possível calcular a área da seção transversal do canal. Admitindo-se uma inclinação para as margens é possível estimar também a largura (B) da seção transversal e o raio hidráulico (R_h). De posse do valor do raio hidráulico, da declividade e da rugosidade do canal, é possível através de uma equação de resistência ao escoamento estimar um novo valor para velocidade média, a fim de comparar com o valor determinado no início do processo, quando foi adotado um valor para a profundidade. Evidentemente, caso os valores de velocidade determinados no início e final dos cálculos não sejam os mesmos (ou estejam fora dos limites aceitáveis de precisão para o projeto), deve-se repetir o procedimento adotando-se um novo valor para a profundidade.

É interessante observar que o método de Kennedy baseia-se em duas equações e assume o valor da declividade como dado de entrada. Caso o valor da declividade de equilíbrio fosse também uma variável, como ocorre nos cursos d'água com três graus de liberdade, uma terceira equação seria necessária.

Mesmo assim, os diagramas preparados por Kennedy foram muito utilizados para dimensionamento de canais (tais como: *Upper Jhelum*, *Lower Chenab*, *Lower Jhelum*, entre outros) até por volta de 1920. A escolha arbitrária da declividade foi superada pela experiência e observação dos engenheiros, que criavam suas próprias regras empíricas complementares para superar esta limitação do método.

Conforme já foi dito, investigações posteriores ao trabalho de Kennedy (realizadas em canais na própria Índia e em outros lugares do mundo) revelaram que tanto o valor da constante que multiplica a profundidade, quanto o expoente da eq.(7.336) variam de acordo com os canais. Assim, é possível escrever genericamente que:

$$U = \alpha_K \cdot h^{\beta_K} \quad (7.337)$$

A seguir apresentam-se alguns valores de α_K e β_K para canais espalhados por todo mundo.

Tabela 7.1 – Variação dos valores de α_K e β_K para diversos canais. Fonte: GARDE;RANGA RAJU (1978).

α_K	β_K	Local
0,248 a 0,348	0,640 a 0,730	Egito
0,347	0,660	Tailândia
0,519	0,440	Rio Negro (Argentina)
0,526	0,520	Krishna (Índia)
0,546	0,570	Shwebo (Burma)
0,570	0,570	Chenab (Índia)
0,548	0,640	Bari Doab (Índia)
0,600	0,640	Pennar river (Índia)
0,617 a 1,193	0,610 a 0,640	Imperial Valley (EUA)

7.2.3. Método de Lindley

LINDLEY (1919) *apud* LACEY (1930) considerou que para a definição das características geométricas de um canal estável com três graus de liberdade seriam necessárias três equações, e que estas deveriam ser expressas em termos da natureza do material do leito e da vazão.

Para isso, o autor analisou os dados do canal *Lower Chenab* (Índia), observando dados como: a largura do fundo da seção transversal (b), a declividade (i) e a profundidade (h). Além disso, Lindley estimou valores de velocidade média (U) através da equação de Kutter. Para seus cálculos foram adotados n (coeficiente de Manning) igual a 0,025 e uma inclinação nas margens de 0,5H:1V.

Assim, utilizando os dados de campo e as velocidades médias obtidas através de cálculos, Lindley determinou as seguintes relações:

$$U = 0,570 \cdot h^{0,570} \quad (7.338)$$

$$U = 0,274 \cdot b^{0,355} \quad (7.339)$$

Das eqs.(7.338) e (7.339) obtém-se:

$$b = 7,86 \cdot h^{1,61} \quad (7.340)$$

LINDLEY (1919) *apud* LACEY (1930) reconheceu o fato de que os coeficientes em suas equações dependiam das características do material do fundo e das margens, mas estes aspectos não foram contemplados em seu trabalho, pois para isto seriam necessários mais dados de vários tipos diferentes de canais, os quais o autor não possuía.

7.2.4. Método de Lacey

Na época do projeto dos canais de irrigação do rio *Sutlej*, o órgão governamental responsável pela província de *Punjab* incumbiu um de seus engenheiros do serviço de irrigação, Gerald Lacey, da especial tarefa de coletar e analisar dados de canais do mundo inteiro. Desta tarefa surgiu o método de Lacey, publicado pela primeira vez entre 1929 e 1930.

LACEY (1930) imaginou que, por trás das relações empíricas obtidas graficamente utilizando-se os dados de campo, deveria haver leis relativamente simples envolvendo grandezas dinâmicas como força e energia. Portanto, admitindo limites de significância estatística, Lacey substituiu coeficientes como 0,57 por 0,50, por exemplo, assinalando que as diferenças entre os valores “teóricos” e os valores obtidos através dos dados de campo deviam-se à erros de observação e desvio das condições ideais.

O autor também utilizou em seus estudos resultados obtidos através de modelos físicos reduzidos.

Assim, Lacey propôs uma primeira equação, que pode ser interpretada como uma equação de resistência ao escoamento, na qual propôs que a velocidade de equilíbrio (U) fosse relacionada com o raio hidráulico (R_h) ao invés da profundidade (h). Além disso, o autor tentou incorporar à sua equação o efeito do tamanho do sedimento, resultando na seguinte equação:

$$U = 0,635 \cdot \sqrt{f_1 \cdot R_h} \quad (7.341)$$

Na qual f_1 é o fator de sedimento de Lacey.

O valor de f_1 foi assumido como unitário para os dados utilizados por Kennedy, e, a partir daí, computados relativamente para os demais dados disponíveis da relação entre velocidade e raio hidráulico em canais considerados como estáveis. O valor do fator de sedimento pode ser determinado a partir da seguinte equação:

$$f_1 = 1,76 \cdot \sqrt{d} \quad (7.342)$$

Com d em milímetros.

A segunda equação proposta por Lacey permite o cálculo do perímetro molhado (P), que foi utilizado pelo autor como parâmetro geométrico característico do canal, substituindo a largura (B). Nesta segunda equação, o perímetro molhado aparece como dependente apenas da vazão, o que não é condizente com as observações feitas na natureza, nas quais a largura do canal (e, portanto, o perímetro molhado) mostra-se fortemente dependente da vazão e da declividade.

$$P = 4,836 \cdot \sqrt{Q} \quad (7.343)$$

A terceira equação fornece a declividade (i).

$$i = \frac{f_1^{5/3}}{3311,35 \cdot Q^{1/6}} \quad (7.344)$$

Portanto, com este conjunto de equações, um canal pode ser projetado conhecendo-se apenas: a vazão (Q), o valor de do diâmetro médio do sedimento (d) e a inclinação das margens. Nenhuma menção é feita pelo autor quanto à estabilidade das margens, mas pelos dados utilizados, sabe-se que a maior parte dos canais estudados tinha margens coesivas.

O procedimento para projeto de canais utilizando o método de Lacey é determinar o valor do perímetro molhado e da declividade de equilíbrio através das eqs.(7.343) e (7.344) respectivamente. Para determinar o raio hidráulico basta substituir a velocidade média na eq.(7.341) pela razão Q/A (vazão dividida pela área da seção transversal), lembrando-se que $A = P \cdot R_h$. Através destas manipulações na equação da velocidade média obtém-se a seguinte equação para determinação direta do raio hidráulico:

$$R_h = 0,473 \cdot \left(\frac{Q}{f_1} \right)^{1/3} \quad (7.345)$$

LACEY (1930) comentou que as eqs.(7.343), (7.344) e (7.345) deveriam depender da aceleração da gravidade e da viscosidade dinâmica, mas que estas grandezas não foram explicitamente consideradas, pois seria muito difícil avaliar a influência das mesmas a partir dos dados analisados, uma vez que estas permaneciam praticamente constantes ou era difícil de medi-las com precisão.

LACEY (1930) propôs também uma equação alternativa para determinação da velocidade média em canais (equação de resistência ao escoamento) semelhante à equação de Manning:

$$U = \frac{1}{Na} \cdot R_h^{3/4} \cdot i^{1/2} \quad (7.346)$$

Sendo que:

$$Na = 0,0225 \cdot f_1^{1/4} \quad (7.347)$$

Esta equação poderia ser utilizada no lugar da eq.(7.341) para determinação do raio hidráulico da seção transversal de equilíbrio.

Uma crítica feita a esta equação de resistência ao escoamento proposta por Lacey é que o valor do coeficiente de rugosidade Na varia apenas com o tamanho do sedimento, o que não é verdade para muitos canais onde a resistência devido às irregularidades do fundo são significativas. O autor desconsiderou este efeito em seu estudo para canais em regime.

De acordo com CHANG (1988), o método de Lacey pode ser aplicado para estudo de estabilidade em canais respeitando-se os seguintes limites de utilização:

- $0,15 < d < 0,40$ mm;
- $0,1 < Q < 142$ m³/s.

7.2.5. Método de Blench

O método de Blench, assim como muitos outros, foi desenvolvido a partir de trabalhos pioneiros como os de Lindley e Lacey. BLENCH (1957, 1966) procurou estender a aplicabilidade dos métodos da Teoria do Regime para casos incluindo diferentes materiais nas margens.

Para isto o autor desenvolveu três equações básicas: uma para determinar o fator de fundo (F_b); outra para determinar o fator de margem (F_s); e, por fim, uma equação de resistência ao escoamento.

Os fatores F_b e F_s representam a influência dos materiais sólidos que compõem, respectivamente, o leito e as margens do curso d'água. Podem ser estimados como:

$$F_b = 1,9 \cdot \sqrt{d} \quad (7.348)$$

Com d em milímetros.

$$F_s = \begin{cases} 0,1 - \text{margens pouco coesivas} \\ 0,2 - \text{margens medianamente coesivas} \\ 0,3 - \text{margens fortemente coesivas} \end{cases} \quad (7.349)$$

As equações que relacionam os fatores de fundo e margem com os parâmetros hidráulicos e geométricos do escoamento são:

$$F_b = \frac{U^2}{h} \quad (7.350)$$

$$F_s = \frac{U^3}{B_m} \quad (7.351)$$

Na qual B_m é a largura média da seção transversal.

A equação de resistência ao escoamento utilizada por Blench foi resultado do trabalho de KING (1943) *apud* BLENCH (1966), que lançou em um gráfico do tipo bi-logarítmico os adimensionais $\frac{g \cdot h \cdot i}{U^2}$ e $\frac{U \cdot B_m}{\nu}$ obtendo a inclinação de $-0,25$. A idéia de King de utilizar estes adimensionais foi originada da equação de Blasius para tubos circulares lisos. A partir da equação de resistência ao escoamento proposta por King, BLENCH (1957) procurou incorporar o efeito do transporte de sedimentos através da análise dos dados de laboratório de GILBERT (1914) *apud* BLENCH (1966), determinando, por fim, a seguinte equação:

$$\frac{U^2}{g \cdot h \cdot i} = 3,63 \cdot \left(1 + \frac{C_{ss}}{2330}\right) \cdot \left(\frac{U \cdot B_m}{\nu}\right)^{1/4} \quad (7.352)$$

Na qual C_{ss} é a concentração de sedimentos em suspensão, expressa em partes por milhão (ppm) do peso.

É possível manipular as eqs. (7.350), (7.351) e (7.352) de forma a isolar os valores de interesse, no caso: B_m , h e i , possibilitando a utilização direta das equações para definição do projeto de canais estáveis. Assim:

$$B_m = \sqrt{\frac{F_b \cdot Q}{F_s}} \quad (7.353)$$

$$h = \left(\frac{F_s \cdot Q}{F_b^2} \right)^{1/3} \quad (7.354)$$

$$i = \frac{F_b^{5/6} \cdot F_s^{1/12} \cdot v^{1/4}}{3,63 \cdot \left(1 + \frac{C_{ss}}{2330} \right) \cdot g \cdot Q^{1/6}} \quad (7.355)$$

Estas três equações proporcionam a forma de uma seção estável, conhecendo-se a vazão (Q), o transporte sólido (definido no caso em termos da concentração de sedimentos em suspensão, C_{ss}), o diâmetro médio do material que compõe o fundo (d) e a coesão das margens.

Pode ser visto diretamente das equações propostas pelo método que quanto maior a coesão das margens (para a mesma condição de vazão), maior a profundidade do escoamento e menor a largura das seções estáveis, o que está de acordo com as observações feitas para cursos d'água naturais.

7.3. Métodos baseados na evolução da Teoria do Regime

7.3.1. Considerações gerais

Os métodos apresentados neste item 7.3, assim como os trabalhos originais da Teoria do Regime, têm como objetivo a determinação das características geométricas da seção transversal e declividade de equilíbrio, sem preocupações diretas com o desenvolvimento do traçado planimétrico (ou seja, as equações não incorporam características geométricas de definição do traçado em planta).

Alguns métodos como o de SIMONS; ALBERTSON (1960) são, inclusive, citados por muitos autores como pertencentes à Teoria do Regime, pelo caráter empírico de sua abordagem e pelos resultados relativamente semelhantes obtidos. Contudo, no presente texto, o método de Simons e Albertson foi classificado como evolução da Teoria do Regime, pois os autores propuseram soluções para projeto de canais englobando diferentes tipos de cursos d'água, e não somente canais de fundo arenoso e margens coesivas, ou leito todo arenoso, comuns no sistema de irrigação da Índia e Paquistão. Para isso, acrescentaram à sua pesquisa dados de cursos d'água com diferentes características.

Outro método apresentado é o de Altunin *apud* GALINDO [197-?], que também é absolutamente empírico, mas diferentemente da Teoria do Regime, foi desenvolvido para cursos d'água naturais, e é pertencente à escola russa.

Os dois métodos mencionados acima, apesar de acrescentarem novos dados, classificando os canais conforme o tipo, não representaram propriamente grandes avanços em relação aos métodos da Teoria do Regime, sendo que a abordagem para solução do problema permaneceu exatamente a mesma.

O reconhecimento de que o transporte de sedimentos é um importante fator no mecanismo de equilíbrio de um curso d'água representou um avanço nos métodos para estimativa das condições analíticas de equilíbrio, pois além da equação de resistência ao escoamento comum aos métodos, foi acrescentada uma segunda equação: a de

transporte sólido. A partir daí, muitos trabalhos foram desenvolvidos utilizando estas duas equações em conjunto com uma terceira, denominada equação de forma, na qual, em geral, são relacionadas a largura estável da seção transversal com a profundidade do escoamento ou a vazão. No presente texto, são apresentados dois métodos representantes deste tipo de abordagem: MAZA; CRUICKSHANK (1976) e ENGELUND; HANSEN (1967).

Embora representem um avanço na abordagem do problema em relação aos métodos da Teoria do Regime, os métodos que utilizam o transporte sólido como um parâmetro explícito, incluem mais uma incógnita de difícil determinação no problema: a vazão sólida.

Portanto, o volume de material sólido transportado precisa ser conhecido para solução do problema, e deve ser assumido como constante durante todo processo de modelação, assim como a vazão líquida. Em outras palavras, o projeto de canais passa a ter sete parâmetros característicos do fenômeno (Q , Q_s , ρ , μ , ρ_s , d e g)¹, que precisam ser previamente conhecidos para determinação das três incógnitas básicas (B , i e h).

Caso exista uma estação hidrossedimentométrica nas proximidades do trecho a ser estudado, as estimativas de Q e Q_s podem ser feitas diretamente dos dados colhidos. Mas caso não haja, o que é mais comum nos problemas práticos, pode-se selecionar um trecho de rio considerado como estável, próximo ao local onde se deseja fazer o projeto (com características semelhantes ao trecho de projeto), a fim de estabelecer valores de largura, declividade e profundidade deste trecho. Com estes valores e as características do material do leito é possível utilizar as próprias equações de transporte de sedimentos para extrair o valor Q_s a ser utilizado no local do projeto.

Adicionalmente aos métodos supracitados, ainda é apresentado um modelo de cálculo de estabilidade desenvolvido a partir da análise dimensional dos parâmetros

¹ No lugar da vazão sólida alguns métodos utilizam outros parâmetros característicos do transporte sólido, como a concentração de sedimentos (C_s).

característicos do fenômeno. Este método foi proposto por KONDAP (1977) *apud* GARDE; RANGA RAJU (1978), e é apresentado no item 7.3.6.

Como últimos exemplos do estudo da estabilidade, apresentam-se dois métodos para definição da seção transversal e declividade estáveis de um curso d'água, baseados na convicção de que certas quantidades físicas assumem valores extremos (máximos ou mínimos) quando um canal atinge sua condição de equilíbrio. Os métodos enquadrados neste grupo são chamados de Métodos Racionais (ou Métodos dos Valores Extremos).

Como os Métodos Racionais tratam-se do mais recente avanço no estudo da estabilidade de cursos d'água, sendo atualmente alvos de grandes discussões na comunidade científica, esta abordagem foi estudada separadamente no item 7.4, sendo que antes da apresentação dos métodos propriamente ditos, uma visão geral da evolução deste enfoque é apresentada no item 7.4.1.

7.3.2. Método de Simons e Albertson

Os métodos de Lacey e Blench são limitados a canais com fundo arenoso e margens coesivas. SIMONS; ALBERTSON (1960) procuraram desenvolver um método que englobasse canais com diferentes características. Além dos dados dos canais da Índia e Paquistão, os autores acrescentaram à sua pesquisa dados coletados no Colorado, Wyoming e Nebraska.

Com este conjunto de informações os autores classificaram os canais em cinco tipos, a saber:

- Tipo (1): Fundo e margens arenosos;
- Tipo (2): Fundo arenoso e margem coesiva;
- Tipo (3): Fundo e margens coesivas;
- Tipo (4): Fundo e margens com material grosseiro não coesivo;

- Tipo (5): Fundo arenoso e margem coesiva com escoamento transportando grande quantidade de sedimentos (2000 a 8000 ppm).

Seguindo esta classificação, as equações de Simons e Albertson podem ser agrupadas em três categorias: definição da largura, definição da profundidade e equação de resistência ao escoamento.

Para definição da largura os autores fornecem três equações:

$$P = K_1 \cdot \sqrt{Q} \quad (7.356)$$

$$B_m = 0,9 \cdot P \quad (7.357)$$

$$B_m = 0,92 \cdot B - 0,61 \quad (7.358)$$

Sendo K_1 um coeficiente que depende do tipo de canal, cujo valor está definido na Tabela 7.2.

Lançando os dados utilizados pelos autores num gráfico da largura média (B_m) em função da vazão (Q), é possível observar os resultados para cada tipo de canal, conforme ilustrado na Figura 7.1.

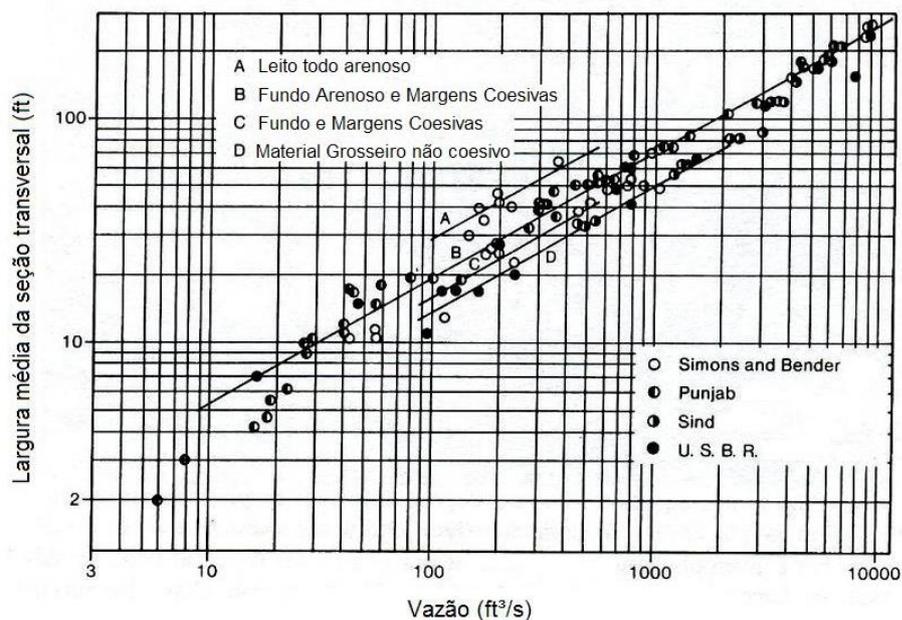


Figura 7.1 – Variação da largura média em função da vazão e do tipo de canal, segundo SIMONS; ALBERTSON (1960). Note que no gráfico as grandezas são expressas em unidades inglesas, ao passo que as equações foram apresentadas no SI. Fonte: CHANG (1988).

De acordo com a Figura 7.1, quanto mais coesivo for o canal, menor a largura média. A largura média também é menor para leitos com material grosseiro e não coesivo.

Para definição da profundidade, mais três equações:

$$R_h = K_2 \cdot Q^{0,36} \quad (7.359)$$

$$h = 1,21 \cdot R_h \quad \text{para } R_h < 2,13 \text{ m} \quad (7.360)$$

$$h = 0,61 + 0,93 \cdot R_h \quad \text{para } R_h \geq 2,13 \text{ m} \quad (7.361)$$

Sendo K_2 um coeficiente que depende do tipo de canal, cujo valor está definido na Tabela 7.2.

Os autores propuseram duas equações para estimativa da resistência ao escoamento:

$$U = K_3 \cdot (R_h^2 \cdot i)^m \quad (7.362)$$

$$\frac{U^2}{g \cdot h \cdot i} = K_4 \cdot \left(\frac{U \cdot B_m}{\nu} \right)^{0.37} \quad (7.363)$$

Sendo K_3 e K_4 coeficientes que dependem do tipo de canal, cujos valores estão definidos na Tabela 7.2. A eq.(7.363) expressa o fator de atrito como função do número de Reynolds e só é aplicável para os canais dos tipos: (1), (2) e (3).

A Tabela 7.2 mostra os valores dos coeficientes das equações de Simons e Albertson em função do tipo de canal.

Tabela 7.2 – Coeficientes das equações de Simons e Albertson para unidades no SI.

Coeficiente	Tipo de canal				
	1	2	3	4	5
K_1	6.34	4.71	3.98	3.17	3.08
K_2	0.57	0.48	0.41	0.25	0.37
K_3	9.28	10.68	---	10.87	9.71
K_4	0.33	0.54	0.87	---	---
m	0.33	0.33	---	0.29	0.29

Segundo CHANG (1988), cabem algumas observações sobre o método de Simons e Albertson:

- Para um mesmo tipo de canal, a largura e a profundidade dependem da vazão, e são essencialmente independentes da declividade;
- Para a mesma vazão, canais com margens coesivas têm largura menor, profundidade maior e declividade mais suave do que canais com margens arenosas;
- O material do leito considerado como grosseiro, ou seja, tipo (4), tem diâmetro médio entre 20 e 82 mm.

Para aplicação deste método é necessário conhecer a vazão do trecho e o tipo de canal (para determinar os coeficientes das equações adequadamente).

7.3.3. Método de Altunin

O método de Altunin *apud* GALINDO [197-?] pertence à escola russa e da mesma forma que ocorre na Teoria do Regime, as expressões desenvolvidas pelo autor são de origem empírica. A diferença é que Altunin elaborou seu método baseado em observações de diversos trechos de cursos d'água naturais, cujos leitos eram compostos por diferentes materiais, tais como: rochas, seixos, cascalhos e areias.

Dessa forma, Altunin propõe a classificação do rio em três zonas principais:

- Zona de Montanha: trecho do rio caracterizado por altas declividades e pelo leito formado por material mais graúdo, tais como: pedaços de rocha (blocos), seixos e cascalho;
- Zona Intermediária: corresponde ao cone de dejeção que se forma logo a jusante das zonas montanhosas. Neste trecho o leito do rio é geralmente coberto por uma capa relativamente espessa de cascalho e areia grossa;
- Zona de planície: trecho do rio caracterizado por menores declividades e pelo leito formado por areias (finas a médias) ou por materiais mais finos, como silte e argila. Este corresponde ao trecho tipicamente aluvionar, onde o rio corre sobre o material que tem sido arrastado e depositado desde épocas passadas pela ação do escoamento fluvial.

Além desta classificação, o autor propõe uma divisão da seção transversal em dois tipos:

- Tipo (a): seção transversal com formato tipicamente retangular, caracterizada por margens não-erodíveis;
- Tipo (b): seção transversal com formato trapezoidal, caracterizada por margens “facilmente” erodíveis.

Baseado nestas classificações, o autor propôs três tipos diferentes de equações para determinar a seção transversal estável de um curso d’água: uma equação de resistência ao escoamento; uma equação de resistência das margens (ou equação de forma); e uma equação de equilíbrio.

7.3.3.1 Equação de Resistência ao Escoamento

Para avaliar a resistência ao escoamento, Altunin *apud* GALINDO [197-?] utiliza a tradicional equação de Chezy, fazendo as seguintes simplificações:

$$A = B \cdot h$$

$$R_h \approx h$$

Assim, a equação de Chezy torna-se:

$$Q = C \cdot B \cdot h^{3/2} \cdot i^{1/2} \tag{7.364}$$

Na qual, o coeficiente de Chezy é definido como:

$$C = \frac{1}{n} \cdot h^\alpha \tag{7.365}$$

Sendo que n é o número de Manning.

O expoente α varia de 1/7 a 1/5. Caso adote-se $\alpha = 1/6$, obtém-se a expressão exata da equação de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot B \cdot h^{5/3} \cdot i^{1/2} \quad (7.366)$$

7.3.3.2 Equação de Resistência das Margens

Para equação de forma, Altunin *apud* GALINDO [197-?] propõe o uso da equação de Gluschkov, que comparando a largura e profundidade de diversas seções encontrou a seguinte relação:

$$\frac{B^{m_G}}{K_G} = h \quad (7.367)$$

Na qual m_G e K_G são o expoente e o coeficiente da equação de Gluschkov, que variam de acordo com o material do leito e com as características do escoamento e do curso d'água.

Altunin e Gluschkov *apud* GALINDO [197-?] sugerem que o valor de m_G seja estimado através da seguinte expressão:

$$m_G = 0,72 \cdot \left(\frac{\Delta\gamma_s \cdot d_{50}}{\gamma \cdot h \cdot i} \right)^{0,1} \quad (7.368)$$

Para canais com fundo arenoso é possível adotar um valor fixo para o expoente da eq.(7.367), ou seja, $m_G \approx 0,7$ (SI).

O valor de K_G varia conforme o tipo de seção do canal:

- Seção do tipo (a): $K_G = 3$ a 4 ;
- Seção do tipo (b): $K_G = 16$ a 20 .

Para a maior parte dos canais aluvionares com leito arenoso o valor de K_G pode ser adotado entre 6 e 12, sendo que o valor é tanto menor quanto maior a coesão das margens, assumindo-se o valor 12 para o caso de margens também arenosas.

7.3.3.3 Equação de Equilíbrio

Como terceira equação, Altunin *apud* GALINDO [197-?] propôs o uso da seguinte expressão relacionando a velocidade média do canal com a profundidade do escoamento:

$$U = a_A \cdot u_\phi \cdot h^{\beta_A} \quad (7.369)$$

O coeficiente a_A depende do tipo de trecho do rio:

- $a_A = 1,0$ para zona de montanha ou intermediária;
- $a_A = 1,0$ a $1,15$ para zona de planície.

O expoente β_A é dado pela expressão:

$$\beta_A = \frac{1}{1+h} \quad (7.370)$$

Como uma estimativa inicial para o projeto de canais, a fim de facilitar os cálculos, Altunin recomenda o uso de valores de β_A entre 1/5 e 1/3.

O termo u_ϕ representa a velocidade que tem capacidade de arrastar todo material sólido que chega a um dado trecho trazido pelo escoamento, mas que é incapaz de provocar erosão do leito. O valor de u_ϕ é tabelado e depende do diâmetro característico d que é dado por:

$$d = d_{50} \cdot 1,3 \quad (7.371)$$

Tabela 7.3 – Valores da velocidade u_ϕ em função do diâmetro característico d . Fonte: GALINDO [197-?]

d (mm)	u_ϕ (m/s)	d (mm)	u_ϕ (m/s)
1,0	0,60	50	1,50
2,5	0,75	52	1,54
5,0	0,80	54	1,56
10	0,83	56	1,59
15	0,86	58	1,62
20	0,90	60	1,65
25	0,98	65	1,69
30	1,04	70	1,73
32	1,11	75	1,76
34	1,17	80	1,80
36	1,24	85	1,84
38	1,29	90	1,88
40	1,35	95	1,91
42	1,38	100	1,95
44	1,41	150	2,40
46	1,44	200	2,60
48	1,47		

7.3.3.4 Equações para Projeto de Canais

Para o projeto da seção transversal de canais é interessante manipular matematicamente as três equações propostas por Altunin, de forma a isolar as grandezas a serem determinadas: largura (B), profundidade do escoamento (h) e declividade (i).

Para simplificar as equações resultantes, assumindo-se, por exemplo, $m_G = 0,7$ e $\beta_A = 0,25$, obtém-se:

$$B = \left(\frac{Q}{a_A \cdot u_\phi} \right)^{0,533} \cdot K_G^{0,667} \quad (7.372)$$

$$h = \left(\frac{Q}{a_A \cdot u_\phi} \right)^{0,373} \cdot \frac{1}{K_G^{0,533}} \quad (7.373)$$

$$i = \frac{n^2 \cdot K_G^{0,442} \cdot (a_A \cdot u_\phi)^{2,31}}{Q^{0,310}} \quad (7.374)$$

Portanto, para determinação da seção transversal estável do canal através do método de Altunin, é necessário conhecer: a vazão (Q), o tipo de canal (para determinação de K_G , a_A), as características do material do leito (para obter u_ϕ) e a rugosidade de Manning (n).

Evidentemente, outras equações de projeto similares às eq.(7.372), (7.373) e (7.374) podem ser obtidas para diferentes valores de m_G e β_A .

7.3.4. Método de Maza e Cruickshank

Baseados no conceito de três graus de liberdade, MAZA; CRUICKSHANK (1976) propuseram um método para determinação das características geométricas de um canal estável (largura, declividade e profundidade) baseado em três equações fundamentais:

- Equação de Resistência ao Escoamento;
- Equação de Transporte Sólido;
- Equação de Resistência das Margens (ou Equação de Forma).

7.3.4.1 Equação de Resistência ao Escoamento

Para estimar a resistência ao escoamento MAZA; CRUICKSHANK (1976) propuseram o uso das equações desenvolvidas pelos próprios autores (CRUICKSHANK; MAZA, 1973) e apresentada no item 4.7.1.2 deste trabalho.

Nas eqs.(7.375) e (7.376) foi incorporado o termo $\frac{\Delta\gamma_s}{\gamma}$, que havia sido omitido das eqs.(4.25) e (4.26), para as quais este adimensional vale aproximadamente 1,65.

Assim, para o regime inferior:

$$U = 7,58 \cdot \omega_{50} \cdot \left(\frac{h_m}{d_{84}} \right)^{0,634} \cdot \left(\frac{i \cdot \gamma}{\Delta \gamma_s} \right)^{0,456} \quad \text{para} \quad \frac{1}{i} \geq 83,5 \cdot \left(\frac{h_m \cdot \gamma}{\Delta \gamma_s \cdot d_{84}} \right)^{0,35} \quad (7.375)$$

Para o regime superior:

$$U = 6,25 \cdot \omega_{50} \cdot \left(\frac{h_m}{d_{84}} \right)^{0,644} \cdot \left(\frac{i \cdot \gamma}{\Delta \gamma_s} \right)^{0,352} \quad \text{para} \quad \frac{1}{i} \leq 66,6 \cdot \left(\frac{h_m \cdot \gamma}{\Delta \gamma_s \cdot d_{84}} \right)^{0,382} \quad (7.376)$$

Nas eqs.(7.375) e (7.376):

- U é a velocidade média (m/s);
- d_{84} é o diâmetro correspondente ao sedimento com 84% do material de fundo menor do que ele (m);
- ω_{50} é a velocidade de queda da partícula com diâmetro d_{50} (m/s);
- $h_m = \frac{A}{B}$: é a profundidade média do escoamento (m).

Para projeto de canais no regime inferior, os autores recomendam o uso da seguinte expressão:

$$Q = \varphi_{MC} \cdot B \cdot h_m^{1,634} \cdot i^{0,456} \quad (7.377)$$

que é a própria eq.(7.375) com as seguintes substituições:

$$Q = B \cdot h \cdot U \quad (7.378)$$

$$\varphi_{MC} = 7,58 \cdot \frac{\omega_{50}}{d_{84}^{0,634}} \cdot \left(\frac{\gamma}{\Delta\gamma_s} \right)^{0,456} \quad (7.379)$$

φ_{MC} é, portanto, um coeficiente de resistência ao escoamento, assim como o coeficiente de Chezy. No caso de dispor-se de dados reais do canal, o valor de φ_{MC} pode ser ajustado para permitir uma maior precisão nos resultados.

7.3.4.2 Equação de Transporte Sólido

Para calcular o transporte sólido em cursos d'água escoando sobre material granular (areia e pedras), os autores sugerem o uso de duas equações:

- Equação de Meyer-Peter e Müller;
- Equação de Shields;

Cada uma destas equações tem finalidade de atender o projeto de modelos específicos de canais conforme será descrito no item 7.3.4.4. A equação proposta por Meyer-Peter e Müller estima o transporte sólido pela “capa” de fundo e a expressão proposta por Shields pode estimar tanto o transporte sólido pela “capa” de fundo ($\tau^* < 0,3$), quanto o transporte sólido total de fundo ($\tau^* > 0,3$).

As definições das modalidades de transporte sólido e a apresentação dos métodos para estimativa de cada uma delas, foram abordados em maiores detalhes no capítulo 4. A seguir apresentam-se apenas os principais resultados dos métodos propostos pelos supracitados autores.

a) Equação de Meyer-Peter e Müller

MEYER-PETER; MÜLLER (1948) sugerem o uso da seguinte expressão para cálculo do transporte pela “capa” de fundo, conforme apresentado no item 4.9.1.3.

$$Q_{SBC} = \varepsilon \cdot B \cdot (N \cdot h \cdot i - 0,047)^{1,5} \quad (7.380)$$

Na qual:

$$\varepsilon = 6,4 \cdot \left(\frac{g \cdot \Delta\gamma_s \cdot d_{50}^3}{\gamma} \right)^{0,5} \quad (7.381)$$

$$N = \left(\frac{n'}{n} \right)^{1,5} \cdot \frac{\gamma}{\Delta\gamma_s \cdot d_{50}} \quad (7.382)$$

$$n' = \frac{d_{90}^{1/6}}{26} \quad (7.383)$$

$$n = \frac{h^{2/3} \cdot i^{1/2}}{U} \quad (7.384)$$

A eq.(7.380) é idêntica à eq.(4.77), sendo que, no caso, alguns termos foram agrupados em coeficientes para facilitar a apresentação das equações finais do método de cálculo da estabilidade. Além disso, nesta equação foi considerado que $B_m = 0,8 \cdot B$. Por esse motivo, o coeficiente 6,4 substitui o coeficiente 8,0 da equação original. MAZA; CRUICKSHANK (1976) utilizaram o diâmetro d_{50} no lugar de d_m .

b) Equação de Shields

Conforme apresentado no item 4.9.1.2, SHIELDS (1936) *apud* MAZA; GARCÍA (1995) propôs a seguinte expressão para cálculo do transporte pela “capa” de fundo (ou total de fundo, quando $\tau^* > 0,3$):

$$Q_{SB} = \varphi_{SH} \cdot Q \cdot i \cdot (\tau_0 - \tau_c) \quad (7.385)$$

Na qual:

$$\varphi_{SH} = \frac{8 \cdot \gamma^2}{\gamma_s \cdot \Delta\gamma_s^2 \cdot d_{50}} \quad (7.386)$$

A eq.(7.385) é idêntica à eq.(4.76), considerando-se $B_m=0,8.B$. Alguns termos da equação foram agrupados em coeficientes para facilitar a apresentação das equações finais do método.

7.3.4.3 Equação de Resistência das Margens

Como terceira equação, MAZA; CRUICKSHANK (1976) propuseram o uso da equação de forma desenvolvida por Gluschkov, que também foi utilizada por Altunin, conforme apresentado no item 7.3.3.2. Reescrevendo a equação:

$$\frac{B^{m_G}}{K_G} = h \quad (7.367)$$

Na qual:

$$m_G = 0,72 \cdot \left(\frac{\Delta\gamma_s \cdot d_{50}}{\gamma \cdot h \cdot i} \right)^{0,1} \quad (7.368)$$

Os valores de K_G foram discutidos no item 7.3.3.2.

7.3.4.4 Equações para Projeto de Canais

MAZA (1986) recomenda que, para projeto de canais estáveis através do método proposto por MAZA; CRUICKSHANK (1976), seja feita uma divisão dos tipos de escoamento em dois grupos:

- Grupo A: canais com fundo composto por pedras ou material arenoso e cujo transporte de sedimentos se dá quase todo pela “capa” de fundo;

- Grupo B: canais com fundo arenoso e qualquer condição de transporte de sedimento.

Os dois grupos são dimensionados utilizando basicamente o mesmo conjunto de equações, sendo que a única diferença fica por conta da equação de transporte sólido: o Grupo A utiliza a equação de Meyer-Peter e Müller; o Grupo B, a equação de Shields.

a) Grupo A

Para determinação das equações de projeto do grupo A foram utilizadas as seguintes fórmulas: resistência ao escoamento de Maza e Cruickshank; transporte sólido de Meyer-Peter e Müller; e resistência das margens de Gluschkov. Além disso, para simplificar as equações de projeto, considera-se o valor de $m_G = 0,7$ para a fórmula de Gluschkov.

MAZA (1986) sugere o uso de dois conjuntos de equações para representar condições distintas de transporte sólido no canal: a primeira quando o transporte de sedimentos é muito baixo e Q_{SBC} pode ser aproximado por zero; a segunda quando o transporte de sedimentos é intenso e o valor 0,047 pode ser negligenciado (aproximado por zero) na eq.(7.380). Através destas simplificações obtém-se o seguinte conjunto de equações:

- Para transporte de sedimentos muito pequeno:

$$B = 2,148 \cdot N^{0,25} \cdot K_G^{0,646} \cdot \left(\frac{Q}{\varphi_{MC}} \right)^{0,548} \quad (7.387)$$

$$h_m = \frac{1,708 \cdot N^{0,175}}{K_G^{0,452}} \cdot \left(\frac{Q}{\varphi_{MC}} \right)^{0,384} \quad (7.388)$$

$$i = \frac{0,0275 \cdot K_G^{0,548}}{N^{1,175}} \cdot \left(\frac{\varphi_{MC}}{Q} \right)^{0,384} \quad (7.389)$$

- Para transporte de sedimentos intenso:

$$B = N^{0,3} \cdot \left(\frac{Q \cdot K_G}{\varphi_{MC}} \right)^{0,658} \cdot \left(\frac{\varepsilon}{Q_{SBC}} \right)^{0,2} \quad (7.390)$$

$$h_m = \frac{N^{0,21}}{K_G^{0,539}} \cdot \left(\frac{Q}{\varphi_{MC}} \right)^{0,461} \cdot \left(\frac{\varepsilon}{Q_{SBC}} \right)^{0,14} \quad (7.391)$$

$$i = \frac{1}{N^{1,41} \cdot K_G^{0,059}} \cdot \left(\frac{Q_{SBC}}{\varepsilon} \right)^{0,94} \cdot \left(\frac{\varphi_{MC}}{Q} \right)^{0,899} \quad (7.392)$$

b) Grupo B

Para determinação das equações de projeto do grupo B foram utilizadas as seguintes fórmulas: resistência ao escoamento de Maza e Cruickshank; transporte sólido de Shields; e resistência das margens de Glushkov. Além disso, para simplificar as equações de projeto, considera-se o valor de $m_G = 0,7$ para a fórmula de Glushkov.

Analogamente ao que foi feito para o grupo A, MAZA (1986) sugere o uso de dois conjuntos de equações para representar condições distintas de transporte sólido no canal: a primeira quando o transporte de sedimentos é muito baixo e Q_{SB} pode ser aproximado por zero; a segunda quando o transporte de sedimentos é intenso e o termo τ_{0c} pode ser negligenciado (aproximado por zero) na eq.(7.385). Através destas simplificações obtém-se o seguinte conjunto de equações:

➤ Para transporte de sedimentos muito pequeno:

$$B = \left(\frac{\gamma}{\tau_{0c}} \right)^{0,25} \cdot \left(\frac{Q}{\varphi_{MC}} \right)^{0,548} \cdot K_G^{0,646} \quad (7.393)$$

$$h_m = \left(\frac{\gamma}{\tau_{0c}} \right)^{0,175} \cdot \left(\frac{Q}{\varphi_{MC}} \right)^{0,348} \cdot \frac{1}{K_G^{0,548}} \quad (7.394)$$

$$i = \left(\frac{\tau_{0c}}{\gamma} \right)^{1,177} \cdot \left(\frac{\varphi_{MC}}{Q} \right)^{0,348} \cdot K_G^{0,548} \quad (7.395)$$

➤ Para transporte de sedimentos intenso:

$$B = \left(\frac{\gamma \cdot \varphi_{SH}}{Q_{SB}} \right)^{0,115} \cdot \frac{Q^{0,619} \cdot K_G^{0,709}}{\varphi_{MC}^{0,504}} \quad (7.396)$$

$$h_m = \left(\frac{\gamma \cdot \varphi_{SH}}{Q_{SB}} \right)^{0,081} \cdot \frac{Q^{0,433}}{\varphi_{MC}^{0,353} \cdot K_G^{0,504}} \quad (7.397)$$

$$i = \left(\frac{Q_{SB}}{\gamma \cdot \varphi_{SH}} \right)^{0,54} \cdot \frac{\varphi_{MC}^{0,177} \cdot K_G^{0,252}}{Q^{0,717}} \quad (7.398)$$

Portanto, sendo conhecidas as características físicas do líquido e dos sedimentos, bem como os valores das vazões líquida e sólida, é possível determinar as incógnitas de projeto B , h e i .

7.3.5. Método de Engelund e Hansen

ENGELUND; HANSEN (1967) *apud* GARDE; RANGA RAJU (1978) também sugerem o uso de três equações para projeto de canais estáveis:

- Equação de Resistência ao Escoamento;
- Equação de Transporte Sólido;
- Equação de Forma.

Este método tem uma abordagem bem similar ao método proposto por MAZA; CRUICKSHANK (1976), diferenciando-se apenas na escolha das expressões que representam cada tipo de equação.

7.3.5.1 Equação de Resistência ao Escoamento

Para estimar a resistência ao escoamento sugere-se a aplicação do método completo de ENGELUND; HANSEN(1967), conforme descrito no item 4.7.1.3

Alternativamente pode-se aplicar uma expressão aproximada da resistência ao escoamento proposta por ENGELUND (1966), válida apenas para estágios de escoamento com formação de dunas:

$$U = 1951,5 \cdot d^{-3/4} \cdot h^{5/4} \cdot i^{9/8} \quad (7.399)$$

Com d em milímetros.

7.3.5.2 Equação de transporte sólido total

ENGELUND; HANSEN (1967) *apud* GARDE; RANGA RAJU (1978) propuseram uma expressão para estimar o transporte sólido total de fundo, conforme visto no item 4.9.2.1. A forma adimensional de escrever esta expressão é dada pela eq.(4.80). Relembrando:

$$f \cdot \Phi_E = 0,1 \cdot \tau_*^{5/2} \quad (7.400)$$

As eqs.(4.130) e (7.400) foram combinadas na forma de um gráfico, conforme mostrado na Figura 7.2, para o qual, através do cálculo dos adimensionais Φ_E e

$\frac{q}{\sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) \cdot g \cdot d^3}}$, é possível determinar diretamente os valores da profundidade (h)

e declividade (i) para um canal estável.

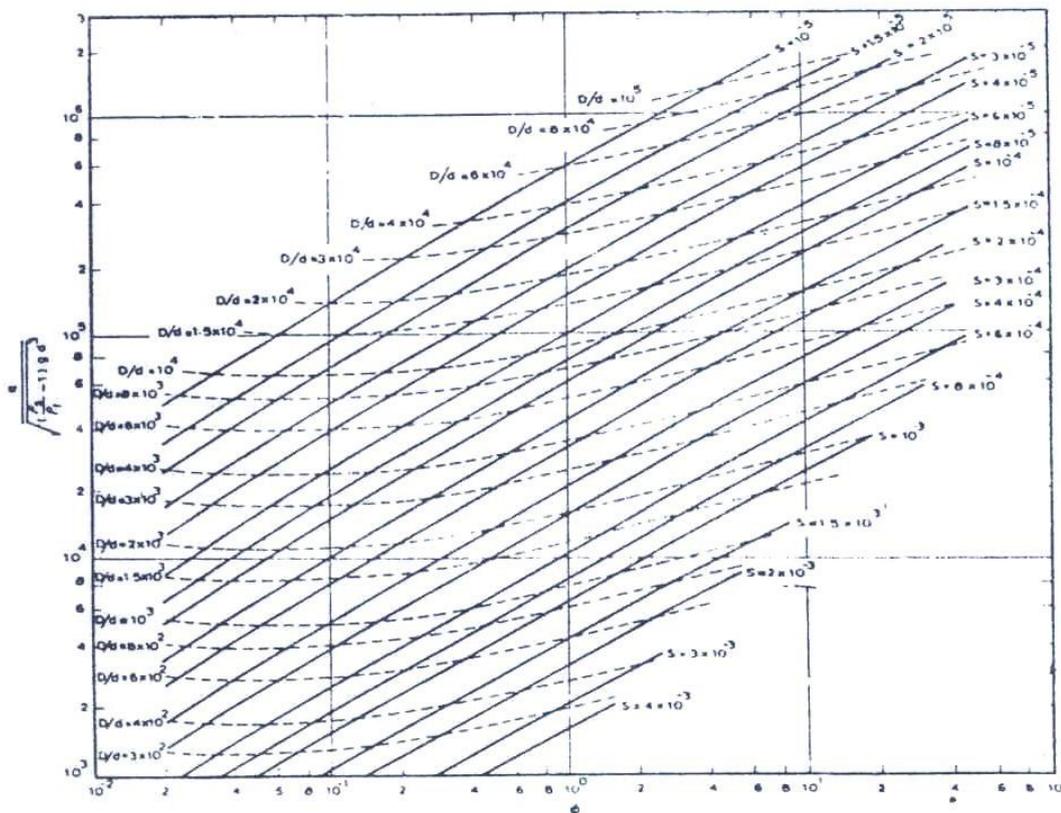


Figura 7.2 – Determinação da profundidade e declividade estáveis de acordo com o método proposto por ENGELUND; HANSEN (1967). Neste gráfico as características da seção estão representadas com os símbolos utilizados pelos autores – profundidade (D) e declividade (S). Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).

7.3.5.3 Equação de forma:

A terceira equação proposta pelos autores permite calcular a largura média (B_m) estável do canal.

$$B_m = \frac{6,97 \cdot Q^{0,525}}{d^{0,316}} \quad (7.401)$$

A relação entre a largura do canal, a vazão e o diâmetro médio do sedimento foi definida diretamente a partir de uma série de dados experimentais.

7.3.5.4 Aplicação do método

Conhecendo-se Q , Q_s e as características do material sólido que compõe o leito é possível aplicar o método de Engelund e Hansen através do seguinte procedimento:

- Calcula-se B_m através da eq.(7.401);
- Determina-se $q=Q/B_m$;
- Calculam-se os adimensionais Φ_E e $\frac{q}{\sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) \cdot g \cdot d^3}}$ e extrai-se do gráfico da

Figura 7.2 os valores de h e i .

7.3.6. Método de Kondap (Método baseado na análise dimensional)

Como as equações propostas pela Teoria do Regime não são homogêneas e não revelam explicitamente a influência dos seguintes parâmetros característicos do escoamento: Q_s (ou C_s), ρ , ν , γ_s , d e g , alguns autores como Kondap e Ranga Raju tentaram outro tipo de abordagem, definindo adimensionais com os parâmetros característicos da estabilidade de canais, de modo a produzir equações dimensionalmente homogêneas, nas quais a influência de cada parâmetro fosse mais clara.

GUPTA (1967) e KONDAP (1977) *apud* GARDE; RANGA RAJU (1978) utilizaram princípios de análise dimensional para determinar a seguinte relação entre adimensionais:

$$\frac{B}{d}, \frac{A}{d^2}, i \equiv f \left[\frac{Q}{d^2 \cdot \sqrt{\frac{\Delta\gamma_s}{\gamma} \cdot g \cdot d}}, C_s, \frac{g^{1/2} \cdot d^{3/2}}{\nu} \right]$$

Entretanto, RANGA RAJU *et al.* (1977) mostraram que os adimensionais B/d e A/d^2 são praticamente insensíveis à concentração de sedimentos, enquanto a declividade (i) depende fortemente deste fator.

Portanto, KONDAP (1977) negligenciou o efeito da concentração (C_s) nos dois parâmetros e obteve as seguintes equações:

$$\frac{B}{d} = 0,212 \cdot \left(\frac{g^{1/2} \cdot d^{3/2}}{\nu} \right)^{0,231} \cdot \left(\frac{Q}{d^2 \cdot \sqrt{\frac{\Delta\gamma_s}{\gamma} \cdot g \cdot d}} \right)^{0,548} \quad (7.402)$$

$$\frac{A}{d^2} = 2,21 \cdot \left(\frac{Q}{d^2 \cdot \sqrt{\frac{\Delta\gamma_s}{\gamma} \cdot g \cdot d}} \right)^{0,855} \quad (7.403)$$

Os expoentes nas equações propostas são ligeiramente diferentes daqueles propostos por Lacey nas equações da Teoria do Regime.

A Figura 7.3 mostra uma boa aderência da eq.(7.403) a dados obtidos de diferentes canais.

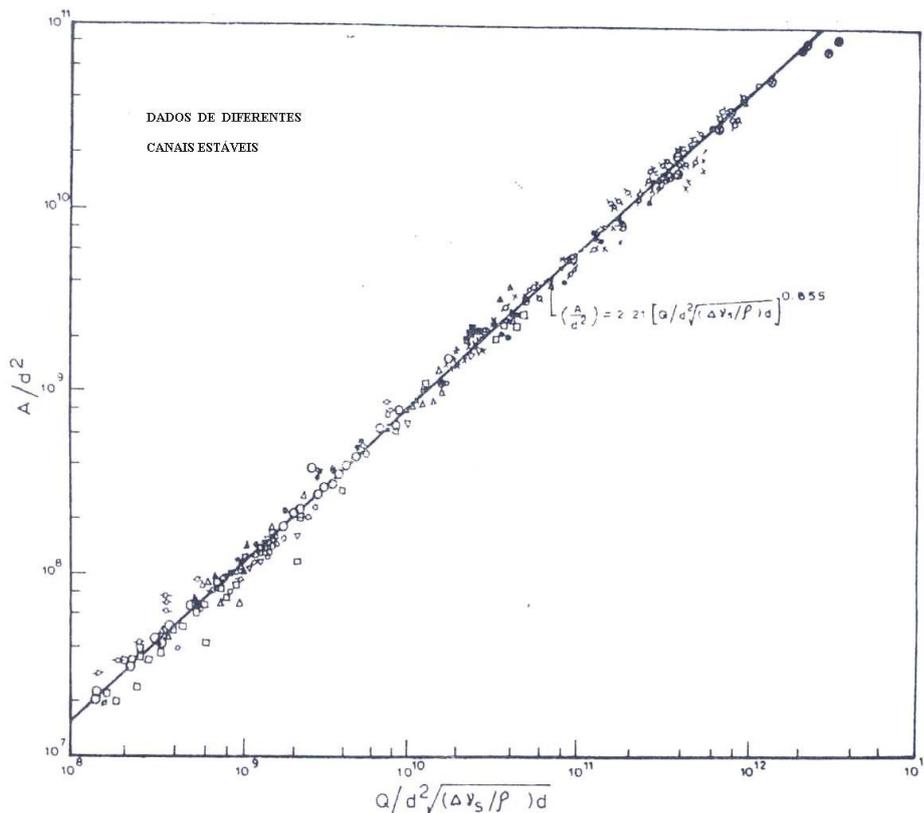


Fig. 10.7 Dimensionless area relation for stable channels [29a].

Figura 7.3 – Determinação da área da seção estável segundo KONDAP (1977). Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).

Para determinação da declividade estável, Kondap sugere a equação modificada de Engelund e Hansen:

$$\tau_* = 1,22 \cdot (f \cdot \Phi_E)^{0,3} \quad (7.404)^1$$

¹ Para maiores detalhes dos parâmetros utilizados nesta equação consulte o item 4.9.2.1.

7.4. Métodos Racionais

7.4.1. Evolução dos Métodos Racionais

Os denominados Métodos Racionais foram desenvolvidos a partir dos trabalhos pioneiros de YANG (1971), CHANG; HILL (1977) e YANG; SONG (1979). Estes pesquisadores procuraram desenvolver um conjunto de equações que permitisse definir analiticamente o estado de equilíbrio de um curso d'água escoando sobre leito aluvionar não coesivo, baseados na hipótese de que na condição de estabilidade certas quantidades físicas, que caracterizam o escoamento em canais, assumem valores extremos (máximos ou mínimos).

Em outras palavras, os mencionados autores propuseram três equações para definição do estado de equilíbrio. Duas delas são comuns aos métodos baseados na evolução da Teoria do Regime, ou seja: equação de resistência ao escoamento e equação de transporte sólido. Entretanto, ao invés de utilizar uma expressão empírica para representar a resistência das margens (equação de forma), os Métodos Racionais propõem a condição (resultante do processo de estabilidade fluvial) de que uma determinada quantidade física seja maximizada (ou minimizada). Estas quantidades físicas variam de autor para autor, sendo que as mais usuais são:

- Mínima potência específica do escoamento por unidade de peso (ϕ_{UP}), adotada por YANG (1976) e definida como:

$$\phi_{UP} = \frac{\gamma \cdot Q \cdot l \cdot i}{\rho \cdot g \cdot B \cdot h \cdot l} = U \cdot i \quad (7.405)$$

- Mínima potência específica do escoamento (ϕ_{TP}), adotada por CHANG (1979) e definida como:

$$\phi_{TP} = \gamma \cdot Q \cdot i \quad (7.406)$$

- Mínima taxa de dissipação de energia (ϕ_{TE}), adotada por YANG; SONG (1979) e definida como:

$$\phi_{TE} = (\gamma \cdot Q + \gamma_s \cdot Q_s) \cdot l \cdot i \quad (7.407)$$

- Máximo fator de fricção (f), adotado por DAVIES; SUTHERLAND (1980) *apud* DAVIES; SUTHERLAND (1983) e definida como:

$$f = \frac{8 \cdot g \cdot h \cdot i}{U^2} \quad (7.408)$$

- Máxima taxa de transporte sólido, adotada por WHITE *et al.* (1982) e definida em função da concentração de sedimentos carregados pela corrente.

Nas equações anteriores, o termo l está representando o comprimento do trecho. Os demais símbolos já foram exaustivamente empregados neste trabalho.

A idéia de utilizar este enfoque foi inicialmente proposta por YANG (1971) que, através de analogias entre a cota da linha d'água e a energia potencial e entre a temperatura e a energia térmica, “deduziu”¹ uma lei de mínima taxa temporal de gasto de energia, análoga ao princípio termodinâmico da mínima taxa de produção de entropia.

Esta “dedução” apresentada por YANG (1971) sofreu diversas críticas. DAVY; DAVIES (1979) *apud* DAVIES; SUTHERLAND (1983), por exemplo, citaram que a taxa de produção de entropia termodinâmica é mínima para processos lineares, ao passo que YANG (1971) aplicou o mesmo princípio para situações de escoamento nas quais os processos de transferência de energia são claramente não lineares.

¹ A palavra “deduziu” aparece entre aspas porque não houve realmente uma dedução formal desta lei, mas apenas uma analogia que foi muito questionada nos meios científicos.

Entretanto, em função dos bons resultados práticos decorrentes da aplicação da hipótese da minimização da taxa de dissipação de energia (utilizando dados de campo e laboratório), YANG (1979) escreveu: “Baseado nos estudos anteriores e observações, uma hipótese geral é proposta para explicar os ajustes dinâmicos de rios naturais. Aparentemente, todo rio natural tem a tendência a ajustar-se, sob determinadas restrições, para alcançar o objetivo de transportar água e sedimentos gastando uma mínima taxa de energia”.

YANG; SONG (1979) tentaram justificar formalmente a minimização da taxa de dissipação de energia fazendo outra analogia, desta vez entre os escoamentos laminar e turbulento. Os autores partiram do teorema de Helmholtz de dissipação de energia para escoamentos laminares, e propuseram uma nova função que considerava as flutuações turbulentas. Entretanto, esta justificativa também não foi aceita por muitos pesquisadores, já que a analogia é muito difícil de explicar em virtude das diferenças grosseiras entre as características do escoamento laminar e as características do escoamento turbulento.

Portanto, além de carecer de uma justificativa formal, ainda hoje não há um consenso entre os adeptos dos Métodos Racionais sobre qual grandeza física é a ideal para utilização nos estudos de estabilidade de canais aluvionares. Diversos trabalhos como: WHITE *et al.* (1982), DAVIES; SUTHERLAND (1983) e CHANG (1988) comparam alguns destes métodos, mostrando que, sob algumas condições específicas, a utilização de diferentes grandezas físicas conduz ao mesmo resultado.

Por exemplo, DAVIES; SUTHERLAND (1983) citam que quando a vazão sólida é relativamente pequena em comparação com a vazão líquida (menor do que 1000 ppm em peso) a seguinte aproximação pode ser feita:

$$\phi_{TE} = (\gamma \cdot Q + \gamma_s \cdot Q_s) \cdot l \cdot i \approx \gamma \cdot Q \cdot l \cdot i = \phi_{TP} \cdot l$$

Portanto, para escoamentos com baixa concentração de sedimentos minimizar a função ϕ_{TE} por unidade de comprimento do canal fornece aproximadamente o mesmo resultado que minimizar a função ϕ_{TP} .

DAVIES; SUTHERLAND (1983) mostram ainda que, ao considerar-se a condição na qual a vazão líquida e a vazão sólida, assim como as características do material do leito, são variáveis independentes (parâmetros característicos de projeto), e a largura, profundidade e declividade do canal são as grandezas a serem ajustadas (dados de saída do projeto), utilizar a minimização das funções ϕ_{UP} , ϕ_{TP} , ϕ_{TE} ou a maximização de f produz o mesmo efeito.

A título de exemplo, no item 7.4.2 apresenta-se o método proposto por CHANG (1980), que utiliza a minimização da função ϕ_{TP} para projetar a seção estável de um canal.

Mais recentemente, alguns autores têm utilizado a função de entropia H , definida pela eq.(3.71), como grandeza física a ser maximizada na aplicação dos Métodos Racionais. Seguindo o mesmo princípio aplicado por CHIU (1987) na modelação da distribuição de velocidades, conforme apresentado no item 3.6, CAO; KNIGHT (1997) propuseram um método baseado na maximização da função de entropia H (conforme definida pela teoria da informação) para determinar uma equação de forma da seção transversal de um canal, que em conjunto com equações de resistência ao escoamento e transporte sólido, possibilita o projeto de seções transversais para canais. Este método é apresentado no item 7.4.3.

7.4.2. Método de Chang

Para canais estáveis com fundo arenoso, CHANG (1980) propõe um método de projeto baseado nas seguintes relações físicas:

- Resistência ao escoamento;
- Transporte de sedimentos;
- Equilíbrio dinâmico.

A configuração da seção transversal do canal é aproximada por um trapezóide, o qual é unicamente definido pela largura (B ou B_m), profundidade (h) e inclinação das margens (m).

O desenvolvimento do modelo analítico considera como variáveis independentes do sistema (ou seja, dados de entrada para aplicação do modelo): a vazão líquida (Q); a vazão sólida (Q_s); as características do material sólido no trecho, representado no caso através do diâmetro médio do material (d_m); e a inclinação das margens (m), estimada a partir do material que compõe as margens. O método traz como resposta as seguintes informações: largura, profundidade e declividade do leito (i) para o canal estável, considerando-se os limites de aplicação.

Seguindo o conceito de que para um curso d'água em equilíbrio dinâmico, a velocidade, a largura e a profundidade devem ser tais que a vazão líquida e a vazão sólida sejam transportadas com uma condição de mínimo gasto de energia, CHANG (1979) propõe a minimização da função ϕ_{TP} , dada pela eq.(7.406), como critério de projeto para seções transversais estáveis em canais.

O autor ainda mostra que minimizar a função ϕ_{TP} é compatível com uma condição de declividade mínima para o canal, pois tanto a vazão líquida quanto o peso específico da água são supostos como constantes. Evidentemente, a condição de declividade mínima deve respeitar algumas restrições do sistema, impostas pelas equações de: resistência ao escoamento, transporte sólido e estabilidade das margens.

Assim, para determinar as três variáveis dependentes: B , h e i , o método o propõe a seguinte solução, apresentada na Figura 7.4 através de um diagrama de blocos.

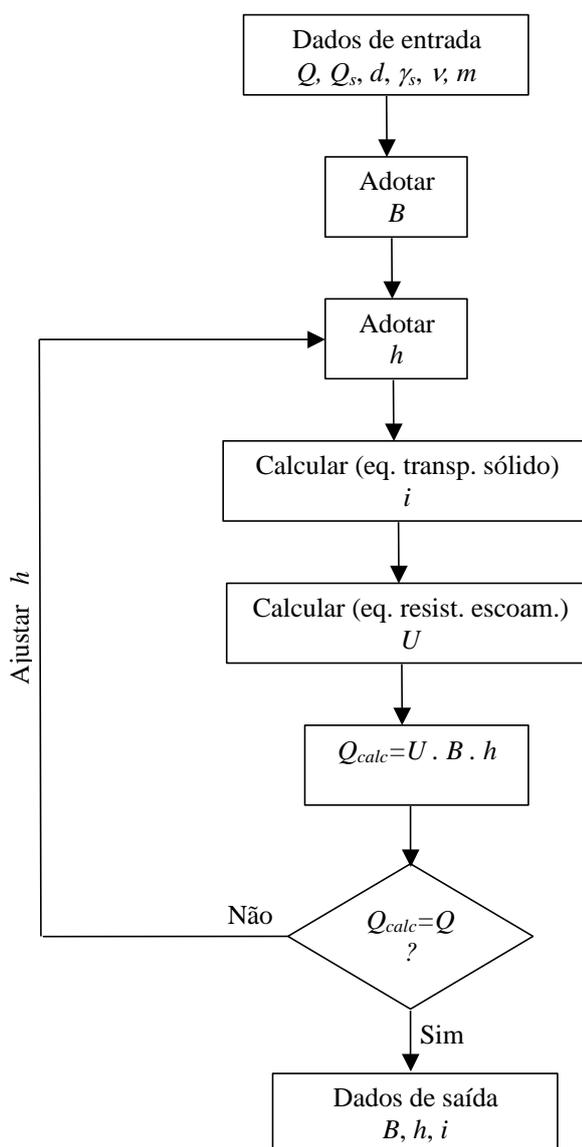


Figura 7.4 – Diagrama de blocos do método de Chang. Fonte: CHANG (1980).

O primeiro passo para aplicação do método é adotar um valor qualquer para a largura da seção (B) e, em seguida, adotar também uma determinada profundidade para o escoamento (h). Com estes valores, acrescidos dos dados de entrada (Q , Q_s , γ , d_m , ν e m)¹ é possível estimar a declividade do trecho (i) através da aplicação de uma equação de transporte sólido. Como exemplo, pode-se aplicar a equação de Straub, eq.(4.74):

¹ O valor da inclinação m deve ser estimado através de algum método de estabilidade, em função do material sólido que compõe as margens.

$$Q_s = \frac{g_{SBC}}{\gamma_s} = \frac{0,01003}{\gamma_s \cdot d_{50}^{3/4}} \cdot \tau_0 \cdot (\tau_0 - \tau_c) \quad (7.409)$$

Lembrando-se que: $\tau_0 = \gamma \cdot R_h \cdot i$, o que permite o cálculo da declividade. Para cálculo da tensão crítica pode-se utilizar a eq.(4.75). Para calcular o raio hidráulico da seção trapezoidal são necessários: B , h e m . Deve-se observar que qualquer outra equação de transporte sólido poderia ter sido utilizada. A equação de Straub foi utilizada apenas como exemplo.

Feito isto, é possível calcular a velocidade média do escoamento no trecho (U) aplicando-se uma equação de resistência ao escoamento. Por exemplo, pode-se utilizar diretamente a equação de Manning, eq.(3.34), com a rugosidade n estimada através do coeficiente de Strickler, eq.(3.62). Outra opção é utilizar uma das equações de resistência ao escoamento para fundo móvel propostas no item 4.7. O fato é que, quanto mais detalhada a fórmula que se deseja aplicar, maior o conhecimento necessário sobre a granulometria do material do leito (outros diâmetros passam a ser dados de entrada, além do diâmetro médio) e a conformação do fundo.

Com os valores de B , h e U determina-se a vazão no trecho multiplicando-se estas grandezas. Esta vazão calculada (Q_{calc}) deve ser comparada com a vazão de entrada, e caso os valores não sejam os mesmos, deve-se repetir os cálculos para uma outra profundidade (mantendo-se a mesma largura para o canal), até que os valores de vazão fiquem suficientemente próximos.

A partir do que foi exposto acima, nota-se que o método fornece valores de profundidade e declividade para um dado valor de largura adotado. Repetindo-se o procedimento para diversos valores de largura, é considerada como solução a alternativa que resulta no menor valor para a declividade (lembrando-se que o autor considera a declividade mínima como condição resultante do processo de equilíbrio de um curso d'água aluvionar).

A respeito do método de Chang é possível escrever:

- A precisão do método está diretamente relacionada à precisão das equações escolhidas para cálculo da resistência ao escoamento e do transporte sólido. São esperados diferentes resultados para as características geométricas do trecho na aplicação de diferentes equações;
- Quanto menores forem os incrementos nos valores de B , maior a precisão para determinar o valor da declividade mínima. A aplicação do método é recomendada com auxílio de uma ferramenta computacional, o que permite realizar simulações para diversos valores de largura rapidamente;
- Segundo CHANG (1988), embora exista um valor mínimo para a declividade que atenda ao modelo proposto, é importante observar que outros valores de declividade nas proximidades da solução ideal são apenas ligeiramente superiores, o que leva a crer que a estabilidade de um canal fica situada numa determinada faixa, justificando, em parte, as diferenças entre os resultados de campo e a solução analítica.

Utilizando a equação de resistência ao escoamento proposta por Lacey, eq.(7.346), e a equação de transporte sólido proposta por Du Boys, CHANG (1988) mostra os resultados do dimensionamento de um canal para os seguintes dados: $Q=1000cfs$, $Q_s=0,05cfs$, $d=0,3mm$, $m=1,5$. Os resultados são apresentados graficamente na Figura 7.5 em unidades inglesas.

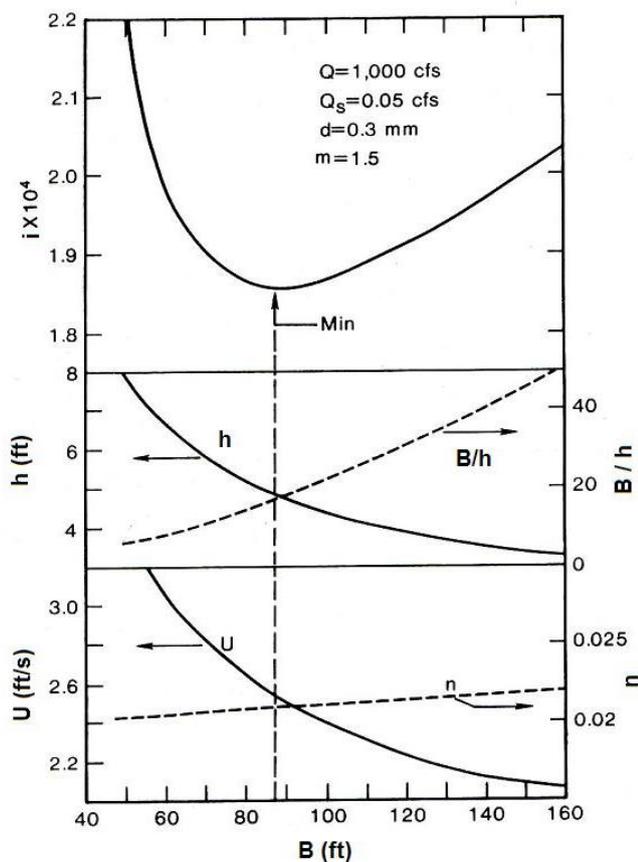


Figura 7.5 – Resultados da aplicação do método de Chang para diferentes valores de largura do canal. Note que é apontado como solução o valor correspondente à declividade mínima. Fonte: CHANG (1988).

Conforme já foi dito, o método de Chang é ideal para aplicação com auxílio de uma ferramenta computacional. Contudo, no caso de projeto de canais, muitas vezes o problema pode ser simplificado e a aplicação do método direta. Por exemplo, para projetar um canal com uma determinada declividade (i), predefinida em função da declividade média do terreno, o problema reduz-se à determinação da largura e profundidade estáveis. Neste caso, CHANG (1988) propõe um método gráfico de projeto, conforme Figura 7.6, no qual os dados de entrada são: a vazão líquida, a vazão sólida, o diâmetro médio do sedimento do leito e a declividade.

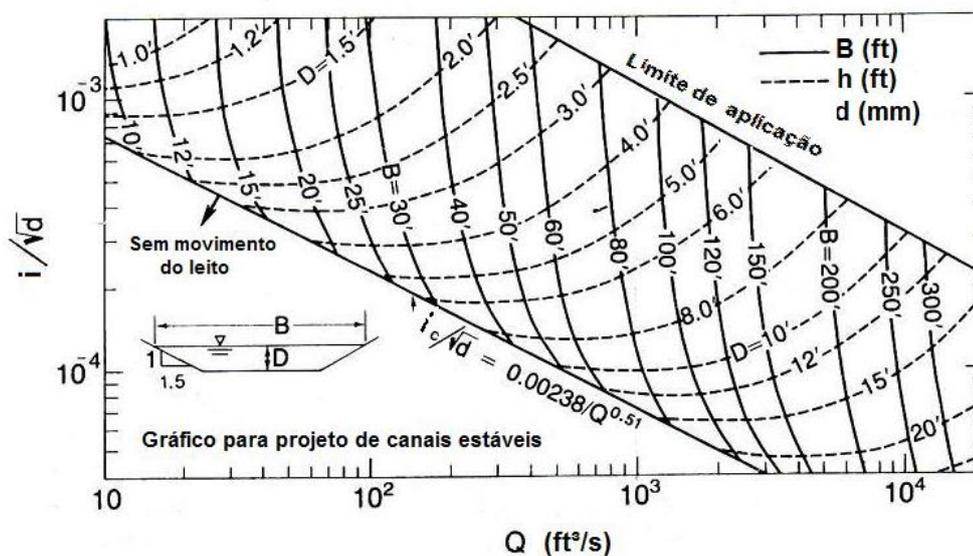


Figura 7.6 – Gráfico de projeto de canais escoando sobre leitos aluvionares para uma inclinação de margens de 1V:1,5H e declividade conhecida. Fonte: CHANG (1988).

O gráfico da Figura 7.6 foi determinado para uma inclinação de margens de 1V:1,5H, mas gráficos semelhantes poderiam ser determinados para qualquer outra inclinação. As concentrações de material sólido transportado pelo leito foram computadas através da fórmula de Engelund e Hansen (item 4.9.2.1).

No método gráfico há dois limites de aplicação definidos pelo autor. O limite inferior é definido pela declividade crítica (i_c), que representa a declividade abaixo da qual não há movimento do material do leito, para uma dada vazão e diâmetro médio do sedimento. O limite inferior é definido pela equação:

$$\frac{i_c}{\sqrt{d}} = \frac{0,000386}{Q^{0,51}} \quad (7.410)$$

Com d em milímetros e Q em m^3/s . Note que no gráfico está representada a correspondente equação para Q em cfs .

Já o limite superior é definido pelo fato da aplicação do método restringir-se ao regime de escoamento inferior, ou seja, com formação de rugas ou dunas no leito. No gráfico, este limite de aplicação foi definido conforme SIMONS; RICHARDSON (1961).

A relação proposta graficamente para determinação da largura e profundidade da seção estável pode ser aproximada pelas seguintes equações:

$$B = 7,55 \cdot \left(\frac{i}{\sqrt{d}} - \frac{i_c}{\sqrt{d}} \right)^{0,05} \cdot \sqrt{Q} \quad (7.411)$$

$$h = 0,049 \cdot \left(\frac{i}{\sqrt{d}} - \frac{i_c}{\sqrt{d}} \right)^{-0,3} \cdot Q^{0,3} \quad (7.412)$$

As expressões acima foram convertidas para as seguintes unidades: B (m), h (m), Q (m³/s) e d (mm). Já o gráfico da Figura 7.6, por sua vez, está em unidades inglesas.

7.4.3. Método de Cao e Knight

CAO; KNIGHT (1997) aplicam o princípio da maximização da entropia H (veja item 3.6.2) para definir a forma mais provável da seção transversal de um canal. A equação obtida por este meio, associada com outras duas equações: uma de resistência ao escoamento e outra de transporte sólido, integram o método sugerido pelos autores para projetos de seções transversais e declividade estáveis em canais aluvionares.

Do ponto de vista físico, maximizar a função de entropia do perfil da seção, seria tornar a distribuição de probabilidades do perfil tão uniforme quanto possível, satisfazendo algumas restrições.

Para isto, os autores imaginaram uma seção transversal formada por uma curva uniforme e simétrica em relação ao eixo central (y), conforme indicado na Figura 7.7.

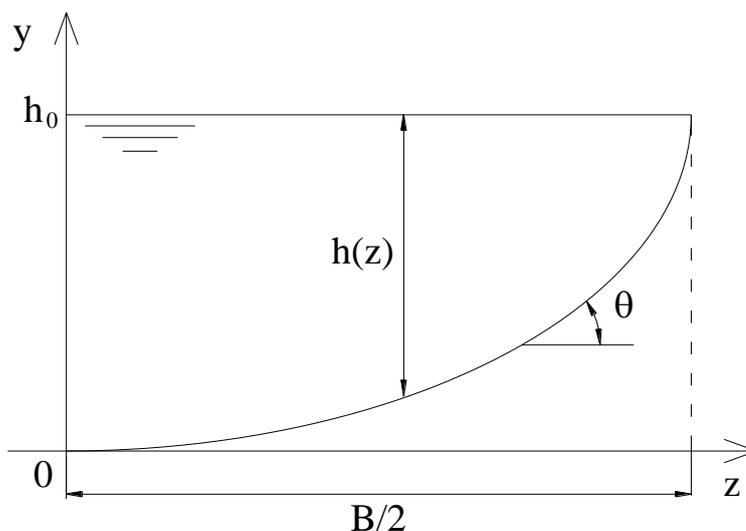


Figura 7.7 – Esquema de metade da seção transversal de um canal adotado no modelo de cálculo de CAO; KNIGHT (1997). Eixo y é de simetria.

Para esta seção de canal, a declividade transversal (i_t), definida como $i_t = \tan \theta$, aumenta monotonamente na direção lateral, indo de zero, junto à linha de centro do canal ($z=0$), até um máximo para $z=B/2$. Assim, a probabilidade da declividade transversal ser menor ou igual a i_t é $2 \cdot z/B$. Portanto, a probabilidade acumulada da função i_t é:

$$P(i_t) = \frac{2 \cdot z}{B} \quad (7.413)$$

A função densidade de probabilidades é dada por:

$$p(i_t) = \frac{dP(i_t)}{di_t} = \frac{dP(i_t)}{dz} \cdot \frac{dz}{di_t} = \left(\frac{B}{2} \cdot \frac{di_t}{dz} \right)^{-1} \quad (7.414)$$

Para as seguintes restrições:

$$\int_0^\mu p(i_t) di_t = 1 \quad (7.415)$$

$$\int_0^\mu i_t \cdot p(i_t) di_t = \bar{i}_t \quad (7.416)$$

Nas quais:

$$\mu = \tan \phi \quad (7.417)$$

Sendo ϕ o ângulo de repouso do sedimento admitido como:

$$\phi = \theta \left(z = \frac{B}{2} \right) \quad (7.418)$$

Aplicando procedimento análogo ao explicado no item 3.6.2 na solução da eq.(3.71), obtém-se a seguinte função para a declividade transversal:

$$i_t = \frac{1}{\lambda} \cdot \ln \left[1 + (e^{\lambda \cdot \mu} - 1) \cdot \frac{2 \cdot z}{B} \right] \quad (7.419)$$

Na qual λ é o multiplicador de Lagrange.

Sendo $i_t = \frac{dy}{dz}$, é possível escrever a seguinte expressão:

$$y = \frac{1}{\lambda} \cdot \left[\frac{1 + \frac{2 \cdot \beta \cdot z}{B}}{\frac{2 \cdot \beta}{B}} \cdot \ln \left(1 + \frac{2 \cdot \beta \cdot z}{B} \right) - z \right] \quad (7.420)$$

Na qual:

$$\beta = e^{\lambda \cdot \mu} - 1 \quad (7.421)$$

Para $z=B/2$, o valor de y é igual à profundidade no eixo central do canal (h_0). Assim, substituindo-se este valor de z na eq.(7.420) obtém-se a expressão para h_0 , que é dada por:

$$h_0 = \frac{1}{\lambda} \cdot \left(\frac{\lambda \cdot \mu \cdot B \cdot e^{\lambda \cdot \mu}}{2 \cdot \beta} - \frac{B}{2} \right) \quad (7.422)$$

Para obter a profundidade em qualquer ponto basta subtrair a eq.(7.422) da eq.(7.420), o que resulta em:

$$h(z) = \frac{1}{\beta \cdot \lambda} \cdot \left[\frac{\lambda \cdot \mu \cdot B \cdot e^{\lambda \cdot \mu}}{2} + \frac{B}{2} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot \beta \cdot z}{B} \right) \cdot \ln \left(1 + \frac{2 \cdot \beta \cdot z}{B} \right) - \beta \cdot \left(\frac{B}{2} - z \right) \right] \quad (7.423)$$

Os autores mostram em seu trabalho uma avaliação do comportamento do multiplicador de Langrange com relação ao perfil da seção transversal, e determinam que: quando $\lambda \rightarrow 0$ o perfil da seção tende a uma curva parabólica, ao passo que quando $\lambda \rightarrow \infty$ o perfil tende a um trapézio. Adotando-se o perfil parabólico ($\lambda \rightarrow 0$) obtém-se:

$$h(z) = \frac{\mu \cdot B}{4} \cdot \left[1 - \left(\frac{2 \cdot z}{B} \right)^2 \right] \quad (7.424)$$

O que resulta no eixo central ($z=0$) em:

$$\frac{B}{h_0} = \frac{4}{\mu} \quad (7.425)$$

E integrando a eq.(7.424), determina-se a área da seção transversal:

$$A = \frac{1}{6} \cdot \mu \cdot B^2 \quad (7.426)$$

Assim, para aplicação do método em projetos de canais o processo é iterativo. Os passos são descritos a seguir:

- Dados de entrada: Q, d, γ, γ_s .
- Assumir uma profundidade para o centro do canal: h_0 ;

- Através do diagrama de Shields, dado pela figura 4.14, determinar τ_* (que é função do diâmetro d);
- Calcular a declividade do canal utilizando a própria definição do parâmetro de Shields:
$$\tau_* = \frac{\gamma \cdot h_0 \cdot i}{d \cdot (\gamma_s - \gamma)}$$
;
- Aplicar uma equação de resistência ao escoamento para determinar a velocidade média U . No caso de utilizar uma equação do tipo de Manning, a rugosidade pode ser estimada através do diâmetro do sedimento, com uma equação do tipo de Strickler, eq.(3.62);
- Determinar a largura da superfície livre (B) através da eq.(7.425);
- Determinar a área da seção transversal (A) através da eq.(7.426);
- Determinar vazão calculada através da expressão: $Q_{calc} = A \cdot U$;
- Comparar a vazão calculada com a vazão inicial (dado de entrada). Caso os valores sejam diferentes deve-se escolher uma nova profundidade h_0 e repetir-se os cálculos. Caso os valores sejam suficientemente próximos, pode-se determinar todo o perfil da seção através da eq.(7.424);
- Dados de saída: $h_0, i, B, A, h(z)$.

Os gráficos da Figura 7.8 e da Figura 7.9 mostram uma comparação entre a aplicação do modelo e dados de laboratório, indicando um bom desempenho do método.

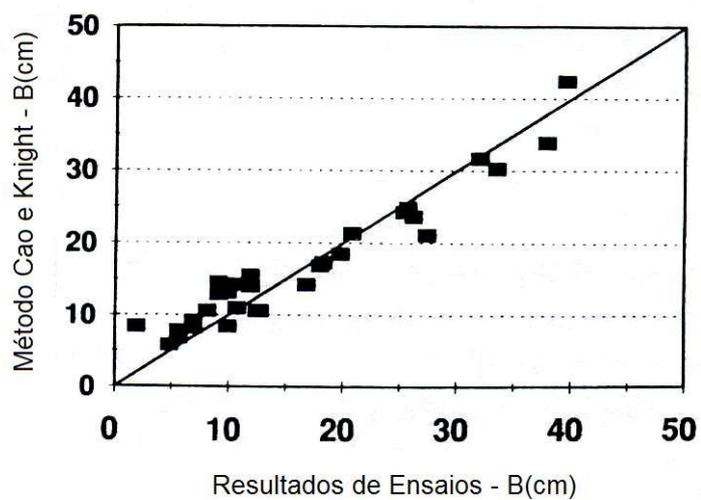


Figura 7.8 – Comparação da largura da superfície livre. Fonte: CAO; KNIGHT (1997).

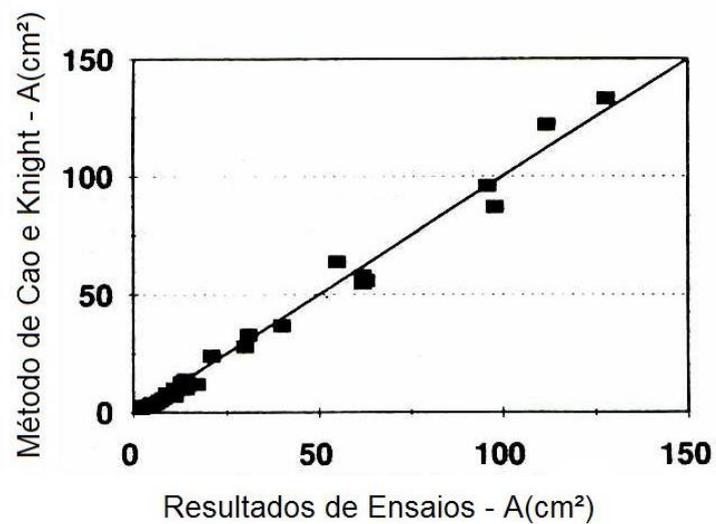


Figura 7.9 – Comparação da área da seção transversal. Fonte: CAO; KNIGHT (1997).

7.5. Metodologia simplificada para projeto de canais – Equilíbrio estático

7.5.1. Considerações gerais

Conforme explicado no capítulo 5, quando o escoamento é incapaz de movimentar o material sólido que compõe o leito, o problema do projeto de canais é simplificado, pois neste caso há apenas um grau de liberdade, ou seja, apenas a profundidade vai variar conforme o regime de vazões, e será função da rugosidade do canal (a profundidade é definida através do uso de uma equação qualquer de resistência ao escoamento).

Em alguns casos práticos é possível modelar o escoamento em canais através de um único grau de liberdade. Por exemplo, supondo um dado trecho de rio escoando com águas claras (ou seja, com a corrente transportando muito pouco ou quase nenhum sedimento) sobre material solto, a condição de estabilidade deste trecho é determinada simplesmente pela capacidade ou não do escoamento movimentar o material do leito. Em outras palavras, como a corrente praticamente não carrega sedimentos, o escoamento tem uma capacidade excedente de transporte sólido e, portanto, o material do leito só não será movimentado e carregado pela corrente se o escoamento não possuir energia suficiente para tal.

Assim, com um escoamento de águas claras sobre leito aluvionar, a definição da condição de estabilidade reduz-se a determinar se o material sólido que compõe o leito é capaz de resistir à ação da corrente, o que pode ser estimado através da aplicação de equações de início de transporte sólido, exploradas no item 4.8.

O método de Lane, apresentado no item 7.5.2, segue exatamente este princípio. O autor simplesmente verifica, para uma dada vazão de projeto, se há ou não movimentação de um dado diâmetro característico do material do leito. Vale destacar que este tipo de método também pode ser aplicado para outros fins, como, por exemplo, dimensionamento de proteção de margens com material solto (enrocamento) em obras

de fixação do leito. Neste caso, utiliza-se o método para definir um diâmetro característico de material que seja capaz de permanecer estável quando submetido a uma dada ação de escoamento, que depende fundamentalmente da escolha da vazão de projeto.

7.5.2. Método de Lane

Um método para projeto de canais carregando águas claras (com pouco transporte de sedimentos), e escoando sobre leito de material solto e não coesivo, foi desenvolvido por LANE (1955). Para esta condição, a estabilidade do canal é garantida pela capacidade do material do fundo ou das margens de resistir à ação do escoamento, ou seja, a tensão de arraste exercida pelo escoamento sobre o leito deve ser menor do que a resistência dos grãos.

Não se deve esquecer que no caso do material sólido que fica nas margens, além da ação direta do escoamento, há também o efeito da força peso que contribui para instabilização do material.

A aplicação do método envolve basicamente a determinação das seguintes grandezas:

- Tensão crítica de início de transporte sólido junto ao fundo (τ_{oc});
- Efeito das margens no valor da tensão crítica (τ_{mc});
- Tensão de arraste devido à ação do escoamento na seção do canal (τ_o , τ_m);
- Rugosidade do canal, através de uma relação com o tamanho dos sedimentos (n).

A seguir explica-se cada um destes passos, para, em seguida, apresentar como utilizá-los no projeto de um canal.

7.5.2.1 Determinação da tensão crítica para início do movimento

O critério de Lane para determinação da tensão crítica de início do transporte de sedimentos foi apresentado em detalhes no item 4.8.3 deste trabalho. Portanto, reproduz-se apenas a equação resultante, ou seja:

$$\tau_{0c} = 0,754 \cdot d_{75} \quad (7.427)$$

No caso da presença de curvas no canal, Lane sugere uma redução no valor da tensão crítica segundo a Tabela 7.4, sendo que τ'_{0c} é o novo valor de tensão considerando o efeito de curva.

Tabela 7.4 – Redução no valor da tensão crítica devido ao efeito de curvas no curso d'água. Fonte: GARDE;RANGA RAJU (1978).

Grau de sinuosidade	τ'_{0c} / τ_{0c}
Canais retilíneos	1,00
Canais levemente sinuosos	0,90
Canais moderadamente sinuosos	0,75
Canais muito sinuosos	0,60

7.5.2.2 Efeito das Margens na tensão crítica

Juntamente com a ação do escoamento, a força peso também atua no sentido de instabilizar as partículas sólidas presentes nas margens. Por esse motivo, há uma redução no valor da tensão crítica da movimentação dos sedimentos, com relação ao calculado para o material presente no fundo do canal. Esta redução pode ser estimada através da seguinte equação:

$$\tau_{mc} = \tau_{0c} \cdot \cos\alpha \cdot \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \alpha}{\tan^2 \phi}} \quad (7.428)$$

Sendo que:

- τ_{mc} : tensão crítica para o material depositado nas margens;
- τ_{0c} : tensão crítica para o material depositado no fundo;
- α : ângulo dos taludes das margens com a horizontal;
- ϕ : ângulo de repouso do material.

O valor do ângulo de repouso do material pode ser obtido a partir da tabela 4.4 ou o gráfico da figura 4.4.

7.5.2.3 Determinação das tensões máximas de arraste do escoamento

Os valores máximos da tensão de arraste junto ao fundo (τ_0) e nas margens do canal (τ_m) podem ser determinados a partir dos seguintes gráficos:

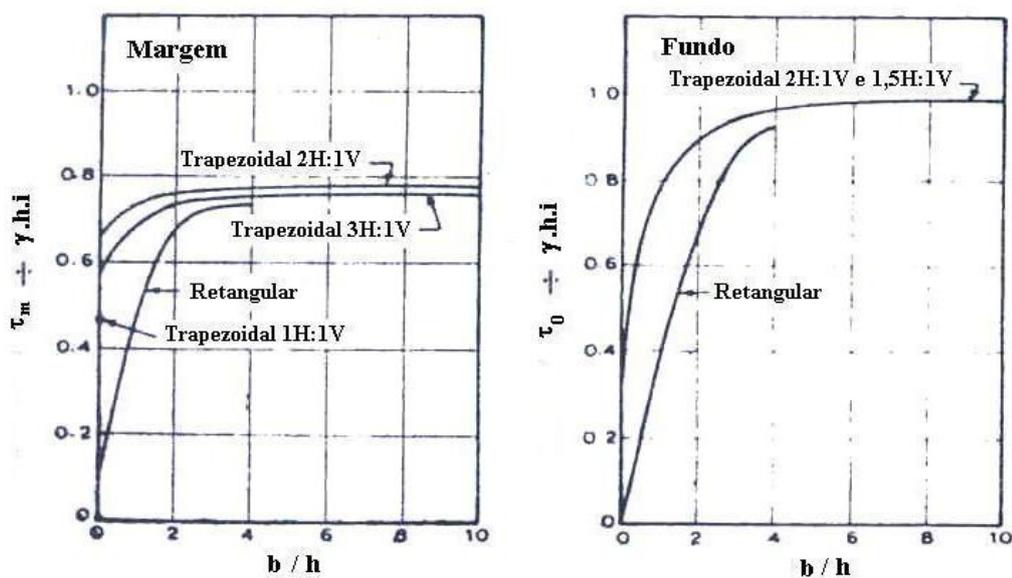


Figura 7.10 – Determinação das tensões máximas no fundo e nas margens. Fonte: GARDE; RANGA RAJU (1978).

Nos gráficos da Figura 7.10 estão relacionados os adimensionais $\frac{\tau_0}{\gamma \cdot h \cdot i}$ ou $\frac{\tau_m}{\gamma \cdot h \cdot i}$ com o adimensional $\frac{b}{h}$, que permitem a determinação dos valores das tensões máximas caso sejam conhecidos os valores da largura da base do canal (b) e a profundidade do escoamento (h).

7.5.2.4 Determinação da rugosidade do canal

Para determinar a rugosidade do canal, Lane sugere a seguinte relação:

$$n = \frac{d_{75}^{1/6}}{21,1} \quad (7.429)$$

Com d_{75} em metros.

Sendo que n é a rugosidade da fórmula de Manning.

7.5.2.5 Dimensionamento do canal

Basicamente há dois tipos de problemas que podem ser solucionados através deste tipo de método simplificado. A seguir apresenta-se a seqüência de cálculos para cada um deles.

O primeiro problema trata do projeto de canais escoando com águas claras sobre material solto. Este consiste basicamente em: conhecidas a vazão (Q), a declividade (i), as características do material (d) e o ângulo de inclinação das margens (α); determinar a largura do canal e a profundidade do escoamento para a condição de equilíbrio (sem movimentação do material do fundo ou das margens).

Para este fim o procedimento a ser adotado é o seguinte:

- Em primeiro lugar, deve-se determinar as tensões críticas de movimentação do material sólido para o fundo e para as margens do canal (τ_{0c} e τ_{mc});
- Em seguida, deve-se adotar um valor para a relação b/h , de modo que, utilizando-se o gráfico da Figura 7.10, seja possível determinar a profundidade do escoamento (h), lembrando-se que os valores de τ_0 e τ_m devem ser menores ou iguais aos valores das respectivas tensões críticas;
- Determinada a profundidade (h), toma-se o valor da largura (diretamente através da relação b/h adotada) e calcula-se o valor da vazão do escoamento com base na equação de resistência ao escoamento de Manning (lembrando-se que a rugosidade de Manning é estimada através da eq. 7.429);
- Por fim deve-se comparar o valor de vazão calculado com o valor de vazão dado no início do problema. Caso eles sejam distintos, é necessário escolher novas relações entre b/h e repetir o procedimento, até que os valores sejam considerados suficientemente próximos.

Há dois pontos interessantes a ressaltar:

- O procedimento descrito para o método de Lane é geral, ou seja, pode-se utilizá-lo adotando-se outras fórmulas para determinação: da condição crítica de início de transporte sólido; da rugosidade do canal; ou da resistência ao escoamento;
- O autor faz referência à aplicação do método para canais escoando com águas claras para enfatizar que o material do leito permanece estável porque é capaz de resistir à ação do escoamento, e não em função, por exemplo, do escoamento estar saturado de material sólido trazido de montante. Na realidade, a condição de equilíbrio estático¹ pode ocorrer também em trechos com transporte sólido, nos quais o escoamento tem uma capacidade excedente de transportar sedimentos, mas

¹ Veja explicação do conceito de estabilidade no item 5.5

não consegue movimentar o material do leito e, além disso, o material transportado pela corrente é fino demais para se depositar.

O segundo problema trata do dimensionamento da proteção de um dado trecho de rio com utilização de material solto (enrocamento lançado). Neste caso são conhecidos: a vazão (Q), a declividade (i), o ângulo de inclinação das margens (α) e a largura do canal (B); e devem ser determinados: o diâmetro médio do material de proteção leito (d) e a profundidade do escoamento (h) para a condição de equilíbrio (sem movimentação do material do fundo ou das margens).

Neste caso deve-se escolher um dado material de proteção (que depende, muitas vezes, do material disponível na região e dos equipamentos de transporte), a fim de estimar diretamente os valores de tensão crítica e rugosidade. Com o valor da rugosidade, vazão e largura do canal, pode-se determinar a profundidade e, portanto, a energia do escoamento, que deve ser menor do que a tensão crítica de início de transporte sólido, caso contrário, um material de maior diâmetro deve ser selecionado.

No caso de verificação da estabilidade de cursos d'água naturais, é importante ressaltar que esta abordagem simplificada pode ser aplicada apenas em trechos com leito composto por um material mais grosseiro, ou seja, que tenha uma resistência considerável à ação do escoamento por efeito de seu peso próprio. Os trechos com material muito fino também podem resistir à ação do escoamento possuindo um equilíbrio estático, mas, neste caso, por efeito das forças de coesão, e, portanto, não podem ser avaliados através do método descrito anteriormente.

Nos trechos de rio escoando sobre leito aluvionar não coesivo, o estado de equilíbrio dinâmico é muito mais comum, ou seja, há intenso transporte de sedimentos durante os períodos de vazões altas (e transporte praticamente nulo durante as vazões de estiagem) com alterações na forma da seção transversal e traçado ao longo de um ciclo hidrológico, mas com manutenção das características geométricas ao longo dos anos. O estado de equilíbrio estático é um caso particular característico de cursos d'água naturais de montanha, ou com material mais grosseiro, ou ainda de cursos d'água artificiais revestidos com material resistente à ação do escoamento.

8. AVALIAÇÃO CRÍTICA

8.1. Definição do traçado em planta

Os estudos realizados por Fargue, principalmente a partir de observações no rio Garone, permitiram ao autor desenvolver algumas equações relacionando a curvatura do traçado em planta com a profundidade do escoamento. A partir destas relações, o autor estabeleceu um critério para correção de traçados com a finalidade de atender à navegação, que era o propósito de sua pesquisa.

Os resultados dos estudos de Fargue não podem ser utilizados diretamente para avaliação da condição de estabilidade do traçado em planta dos cursos d'água, pois relacionam apenas a profundidade do escoamento com o raio de curvatura, deixando de lado características importantes da definição geométrica do traçado planimétrico (como: comprimento e amplitude dos trechos em curva), assim como, informações básicas do escoamento (como: vazão líquida, vazão sólida, declividade do canal e forma da seção transversal). Na verdade, todos estes parâmetros característicos do escoamento estão implícitos nos coeficientes das equações propostas pelo autor, e, portanto, não podem ser determinados a partir delas.

Além disso, deve-se ressaltar que todas as relações obtidas por Fargue são absolutamente empíricas e, como não explicitam os parâmetros característicos do escoamento, têm seu uso restrito ao local onde foram determinadas.

Da mesma forma, os estudos conduzidos por Ripley, em rios como o Mississipi, que relacionam o raio de curvatura em planta com a forma da seção transversal, não fazem qualquer menção aos parâmetros característicos do escoamento fluvial e, portanto, também não podem ser aplicadas diretamente na definição do estado de equilíbrio.

Equações que estabelecem uma condição de equilíbrio, relacionando características do traçado em planta com parâmetros característicos do escoamento em canais

aluvionares, são praticamente todas empíricas, extraídas de trechos de rio considerados em equilíbrio, e carecendo, portanto, de qualquer consideração física sobre o escoamento em curvas.

Conforme apresentado no capítulo 6, existem diversos estudos, desenvolvidos a partir de equações fundamentais da hidrodinâmica, para definir algumas características do escoamento em trechos curvos, tais como: inclinação transversal da linha d'água, forma do perfil da seção transversal, declividade transversal de fundo e transporte radial de sedimentos. Contudo, nenhum deles faz referência a relações estáveis que envolvam características planimétricas do curso d'água e parâmetros hidráulicos do escoamento.

8.2. Métodos para avaliação das características geométricas da seção transversal e declividade dos canais em equilíbrio

8.2.1. Definição do conjunto de parâmetros característicos

Conforme apresentado no capítulo 7, os métodos baseados na evolução da Teoria do Regime reconheceram a importância da vazão sólida como um fator determinante na definição da condição de estabilidade dos cursos d'água escoando sobre leitos aluvionares, e passaram a utilizá-la como um parâmetro característico do modelo, ou seja, como uma grandeza que deve ser conhecida para aplicação do método (dado de entrada do problema).

Entretanto, YALIM (1992) afirma que os parâmetros característicos do fenômeno da estabilidade são seis: Q , ρ , v , γ_s , d , g , conforme definido no item 5.3. Assim, para o autor, a vazão sólida deve ser tratada como uma propriedade física do curso d'água, que passa de um valor inicial (Q_{S0}) para um valor final (Q_{SR}), atingido quando o canal alcança seu estado de equilíbrio. Em outras palavras, a vazão sólida é tratada como uma incógnita do problema de estabilidade, assim como a largura da seção transversal, a profundidade do escoamento e a declividade do leito.

Portanto, YALIM (1992) afirma que utilizar a vazão sólida como um parâmetro característico do modelo de cálculo conduz à definição de um estado específico de equilíbrio, que não condiz necessariamente com aquele que vai ocorrer na natureza. O autor ainda comenta que, da mesma forma, se a profundidade ou a declividade fossem utilizadas fossem utilizadas como parâmetros característicos, ao invés da vazão sólida, diferentes estados de equilíbrio seriam determinados através de cálculos, de tal modo que, é possível que nenhum deles retrate a condição de estabilidade a ser atingida pelo curso d'água.

Contudo, a definição de sete parâmetros característicos para o estudo da estabilidade está de acordo com o número de parâmetros utilizados para avaliar o escoamento bifásico, conforme visto no capítulo 4. Neste caso, os parâmetros escolhidos foram: h , i , ρ , ρ_s , μ , d e g . Dessa forma, como a determinação da condição de estabilidade de cursos d'água é essencialmente um problema que envolve o escoamento bifásico, é razoável imaginar que o número de parâmetros característicos seja o mesmo. A diferença é que na caracterização do escoamento bifásico, a profundidade e a declividade são as variáveis independentes, enquanto que as vazões líquida e sólida são as incógnitas do problema.

8.2.2. Determinação dos parâmetros característicos a partir de dados de campo

Para aplicação dos métodos de definição do estado de equilíbrio dos cursos d'água em problemas práticos de Engenharia é necessário conhecer os parâmetros característicos de cada método, ou seja, é preciso definir os dados de entrada de cada modelo de cálculo.

Dentre os parâmetros característicos normalmente utilizados por estes modelos, três deles, em especial, apresentam grandes dificuldades para determinação, que são: a vazão líquida, a vazão sólida e o diâmetro característico do material do leito. Estes três parâmetros são discutidos a seguir.

8.2.2.1 Vazão líquida

A maior parte dos cursos d'água possui variação significativa em seu regime de vazões líquidas, a menos de alguns casos específicos, como, por exemplo, canais artificiais de irrigação com controle de vazão. Por esse motivo, a escolha de um único valor de vazão, que represente todo ciclo hidrológico de um canal, na definição do estado de equilíbrio (denominado de vazão de formação) é uma tarefa muito complicada.

Neste trabalho, foram apresentados alguns critérios que permitem a definição da vazão de formação, baseada em dados de campo, tais como: a vazão correspondente ao período de retorno de 1,4 anos; ou as equações propostas por Altunin, que estimam duas vazões de formação, uma para o período de cheias e outra para o período de estiagem.

É importante ter em mente que estes critérios foram estabelecidos a partir das pesquisas que se apoiaram numa determinada base de dados. Em outras palavras, estes critérios são absolutamente empíricos, e não há como saber, ao certo, se eles são adequados a um outro curso d'água qualquer que se deseje estudar. Evidentemente, a confiança em um determinado critério empírico aumenta na medida em que, a partir de uma base de dados relativamente grande e abrangente (utilizando diversos cursos d'água de diferentes locais), obtenham-se resultados consistentes, ou seja, que apontem uma característica comum para diversos cursos d'água.

8.2.2.2 Vazão Sólida

Da mesma forma que a vazão líquida, a vazão sólida também possui grande variação durante o ciclo hidrológico de um rio. Conforme já mencionado neste trabalho, para muitos cursos d'água, 50% ou mais do volume anual de material sólido é transportado durante poucos dias no ano, sendo que nos períodos de vazões baixas o transporte de sedimentos é muito pequeno.

Apesar disto, ao contrário do que ocorre com a vazão líquida, não existem critérios bem definidos para estimar a vazão sólida de projeto. Em outras palavras, dentre as

grandes variações no aporte sólido que ocorrem em um rio, não há uma definição clara sobre qual a concentração de sedimentos que deve ser escolhida como representativa de todo ciclo, ou seja, que proporcione o mesmo estado de equilíbrio de todo regime anual de vazões sólidas.

Analogamente ao critério de Altunin para vazões líquidas, pode-se pensar também na escolha de mais de uma vazão sólida de projeto, uma para o período seco e outra para o período de cheias, definindo, portanto, dois estados de equilíbrio. Esta é uma alternativa interessante, já que o equilíbrio de um curso d'água escoando sobre leito aluvionar pode ser essencialmente dinâmico.

8.2.2.3 Diâmetro Característico

Nos cursos d'água naturais, o material sólido que compõe o leito, em geral, possui uma distribuição granulométrica bem graduada. Assim, a escolha de um diâmetro característico para representar o comportamento de todo material do leito, quando submetido à ação do escoamento, torna-se uma tarefa bastante complexa.

Assim como no caso da vazão sólida, não existem critérios para escolha do diâmetro característico. Na verdade, cada autor define o diâmetro a ser utilizado em seu método de acordo com os resultados obtidos a partir de sua base de dados. Portanto, se outra base de dados tivesse sido utilizada para desenvolvimento do mesmo método, é possível (ou até mesmo, provável) que o diâmetro representativo do material do leito fosse outro.

8.2.3. Definição da equação de forma

Os métodos baseados na evolução da Teoria do Regime utilizam, em geral, três equações para definição analítica da largura da seção transversal, profundidade do escoamento e declividade do canal em regime. Duas equações são comuns à maior parte dos métodos e são do tipo: resistência ao escoamento e transporte de sedimentos.

Para uso como terceira equação, muitos autores propuseram equações empíricas relacionando a largura da seção transversal com a vazão de formação, ou com a profundidade do escoamento. Estas são denominadas equações de forma.

A fim de propor métodos mais consistentes do ponto de vista físico, muitos autores têm trabalhado no desenvolvimento de equações de forma baseadas em estudos de resistência das margens. Em outras palavras, aplicando fundamentos teóricos do estudo da estabilidade de taludes e distribuição de tensões de cisalhamento nas margens, alguns autores têm procurado obter expressões mais confiáveis para substituir as equações de forma empíricas, como a de Gluschkov (eq. 7.37).

CHANG (1984) afirma que, em canais aluvionares com três graus de liberdade, a previsão analítica da largura da seção transversal é a mais complicada entre todas, e não pode ser determinada simplesmente através de pesquisa acerca da estabilidade das margens. De acordo com o autor, a estabilidade das margens é uma condição necessária, mas não suficiente, para a determinação da largura da seção transversal de equilíbrio e, por esse motivo, ainda segundo o autor, equações de forma determinadas a partir desta abordagem não representam uma boa escolha para uso em métodos de definição analítica da condição de equilíbrio em canais aluvionares.

8.2.4. Sobre o Método de Kondap (baseado na Análise Dimensional)

Os métodos baseados na análise dimensional, como GUPTA (1967) e KONDAP (1977) *apud* GARDE; RANGA RAJU (1978) e RANGA RAJU *et al.* (1977), surgiram como alternativa aos métodos propostos pela Teoria do Regime, cujas equações não são homogêneas e não revelam a influência dos parâmetros característicos. Nestes trabalhos supramencionados, os autores procuraram suprir esta limitação produzindo equações a partir da definição de adimensionais, nos quais revelavam-se explicitamente todos os parâmetros característicos do fenômeno.

Entretanto, YALIM (1992) critica os trabalhos baseados na análise dimensional, argumentando que os autores aplicaram o teorema π (para gerar os adimensionais) apenas de modo formal (sem maiores considerações a respeito dos princípios físicos

envolvidos), produzindo, assim, resultados de limitado valor. Como exemplo de sua opinião, YALIM (1992) comenta que a utilização de d para definição dos adimensionais de largura e profundidade é natural, pois dentre os parâmetros envolvidos é o único que tem dimensão de comprimento. Contudo, do ponto de vista físico, utilizar adimensionais como B/d ou h/d , não é realista, pois as dimensões B ou h para canais em regime (correspondentes a valores específicos de Q , ρ , v e γ_s) não variam na mesma proporção do tamanho do sedimento.

8.2.5. Sobre os Métodos Racionais

Os Métodos Racionais surgiram, a partir dos trabalhos de YANG (1976), CHANG; HILL (1977) e YANG; SONG (1979), como uma alternativa para definição do estado de equilíbrio de cursos d'água, através da utilização de uma condição de maximização (ou minimização) de uma determinada quantidade física (que varia de autor para autor), em conjunto com uma equação de resistência ao escoamento e outra de transporte de sedimentos.

Apesar dos excelentes resultados práticos que os Métodos Racionais vêm obtendo em diversas pesquisas com dados de campo e laboratório, alguns autores fazem severas críticas a este tipo de abordagem.

Conforme comentado no item 7.4.1, as primeiras críticas aos Métodos Racionais surgiram em função da ausência de uma justificativa formal para os mesmos. A idéia inicial de YANG (1971) para justificar a hipótese da mínima taxa de dissipação de energia foi utilizar uma analogia entre esta hipótese e o princípio da mínima taxa de produção de entropia termodinâmica. Entretanto, DAVY; DAVIES (1979) *apud* DAVIES; SUTHERLAND (1983) criticaram esta analogia pelo fato do princípio da mínima taxa de produção de entropia termodinâmica ser válida apenas para processos lineares, ao passo que YANG (1971), aplicou este mesmo princípio para processos de transferência de energia que são fortemente não lineares.

Além disso, a justificativa apresentada posteriormente por YANG; SONG (1979) para a minimização da taxa de energia a partir de uma analogia entre o escoamento laminar

e turbulento também sofreu diversas críticas. DAVIES; SUTHERLAND (1983) comentaram que esta analogia é questionável, pois YANG; SONG (1979) admitiram que o escoamento turbulento tem uma função de dissipação de energia similar ao escoamento laminar, sem qualquer justificativa formal para esta hipótese.

GRIFFITHS (1984) faz críticas mais severas aos Métodos Racionais, afirmando que o suposto avanço proporcionado por este tipo de enfoque não passa de uma ilusão. Para mostrar seu ponto de vista, o autor aplicou uma técnica de análise de otimização para mostrar que ao combinar as hipóteses de valores extremos (minimização da taxa de energia ou maximização da taxa de transporte sólido) com equações convencionais de transporte de sedimentos e resistência ao escoamento, estas hipóteses conduziam a valores constantes para o parâmetro de transporte sólido (Φ_E) e para o parâmetro de Shields (τ_*). Em seguida, GRIFFITHS (1984) apresenta cálculos de Φ_E e τ_* para dados de campo e laboratório a fim de mostrar que, ao invés de permanecerem constantes, estas grandezas apresentam grande variação. Quanto ao uso do fator de atrito como função a ser maximizada, o autor apenas comenta que esta hipótese ainda carece de uma justificativa formal para ser empregada na solução de problemas de Engenharia.

GRIFFITHS (1984) defende que o uso de uma equação de resistência das margens (equação de forma), em conjunto com uma equação de resistência ao escoamento e outra de transporte sólido (como proposto pelos métodos de MAZA; CRUICKSHANK, 1976 ou ENGELUND; HANSEN, 1967), é a melhor solução para o problema da estabilidade em canais. O autor conclui seu artigo técnico afirmando que a utilização do princípio variacional (maximização ou minimização de funções), como alternativa para solução do problema da estabilidade, embora seja uma solução aparentemente atrativa, precisa ser redefinida em busca de justificativas mais sólidas e resultados mais confiáveis.

CHANG (1984) procurou mostrar que a aparente inconsistência obtida nos resultados (ao combinar as hipóteses dos Métodos Racionais com as equações de transporte sólido e resistência ao escoamento) ocorreu porque GRIFFITHS (1984) teria assumido, em seus cálculos, a hipótese de canais de grande largura e, portanto, desconsiderado o efeito das margens na análise.

CHANG (1984) repete a análise de otimização proposta por GRIFFITHS (1984), só que incorporando ao modelo numérico o efeito da inclinação das margens e distribuição de tensões. De fato, os resultados obtidos a partir desta nova análise mostraram uma variação do parâmetro de transporte sólido em função do parâmetro de Shields muito semelhante àquela obtida através de dados de campo e laboratório.

Deve-se destacar que as críticas aos Métodos Racionais acima descritas referem-se àqueles modelos que utilizam como quantidades físicas a serem otimizadas: a taxa de dissipação de energia (ou a potência específica do escoamento); o fator de atrito; e o transporte de sedimentos. Portanto, nenhuma destas avaliações é referente à utilização da função de entropia H como quantidade física a ser maximizada. Ocorre que os trabalhos que envolvem o conceito de maximização da função de entropia H são bastante recentes, e, portanto, ainda carecem de pesquisas mais detalhadas, a fim de permitir análises mais consistentes sobre sua validade e aplicação na solução de problemas de engenharia.

9. CONCLUSÕES

Neste trabalho foram apresentados diversos métodos que permitem a definição analítica do estado de equilíbrio de cursos d'água, representando os principais enfoques dados para solução deste problema ao longo dos tempos.

Além disso, a discussão dos principais conceitos físicos e hipóteses (assumidas na modelação dos métodos e na determinação de alguns parâmetros característicos da morfologia fluvial) permitiu uma compreensão mais profunda a respeito das limitações e dificuldades na aplicação prática dos métodos de estabilidade.

Para concluir o trabalho, são pertinentes alguns comentários finais a respeito de tópicos que são importantes para utilização dos métodos de estabilidade na solução de problemas de engenharia.

9.1. Definição do traçado em planta

O traçado em planta de um curso d'água natural é um dos mais importantes fatores a serem considerados na condição de equilíbrio, pois interfere diretamente em muitas características do escoamento, tais como: perdas de energia no fluxo, declividade do leito, transporte de sedimentos, entre outros.

Contudo, se comparado com os trabalhos desenvolvidos para definição analítica das características geométricas de seções transversais e declividade para canais em equilíbrio, o estudo das características estáveis do traçado em planta dos cursos d'água foi muito pouco explorado. Praticamente todas as expressões matemáticas, que relacionam o desenvolvimento planimétrico dos canais em equilíbrio com as características hidráulicas do escoamento, são baseadas em estudos empíricos extraídos de observações de campo ou de modelos reduzidos.

Existem diversos trabalhos, desenvolvidos a partir das equações fundamentais da hidrodinâmica, para definir algumas características do escoamento em trechos curvos, tais como: inclinação transversal da linha d'água, forma do perfil da seção transversal,

declividade transversal de fundo e transporte radial de sedimentos, conforme apresentado no capítulo 6. Contudo, nenhum destes trabalhos faz referência a relações estáveis que envolvam as características do traçado em planta, com parâmetros como a vazão ou a largura do canal. Relações deste tipo são praticamente todas empíricas.

Por outro lado, não se deve esquecer que o conhecimento dos princípios físicos, que norteiam a fase de modelação dos cursos d'água fluviais, fornece algumas importantes informações a respeito de relações entre características do escoamento e traçado em planta. Por exemplo, ao aplicar métodos que permitem a definição de uma declividade de equilíbrio para o canal em regime (com o uso de expressões como as da Teoria do Regime ou dos Métodos Racionais), é possível estabelecer que: se a declividade de equilíbrio do canal for significativamente menor do que a declividade do vale, há uma tendência à formação de um traçado em planta sinuoso, aumentando o comprimento do talvegue até que a declividade do canal se aproxime da declividade de equilíbrio. Entretanto, vale destacar que, para que o desenvolvimento de sinuosidades efetivamente ocorra, é preciso que o escoamento tenha energia suficiente para erodir o material sólido que compõe as margens do curso d'água.

9.2. Métodos para avaliação das características geométricas da seção transversal e declividade dos canais em equilíbrio

9.2.1. Determinação dos parâmetros característicos

A partir das observações realizadas no item 8.2.2, é possível concluir que, no estudo da estabilidade dos cursos d'água, a definição dos três parâmetros característicos: vazão líquida, vazão sólida e diâmetro característico do material do leito, ainda carece de um estudo mais aprofundado, com o objetivo de estabelecer critérios mais consistentes para aplicação em problemas práticos de engenharia. Isto porque os parâmetros característicos são os dados de entrada dos modelos de cálculo da condição de equilíbrio e, por mais elaborado ou bem fundamentado que seja um modelo matemático, nenhum destes pode fornecer bons resultados utilizando dados de entrada ruins. Portanto, o emprego de valores adequados para os parâmetros característicos na

avaliação da estabilidade de um trecho de rio é fundamental para que se obtenham resultados confiáveis como resultado da aplicação dos métodos.

9.2.1.1 Vazão sólida

Caso se aceite como razoável algum dos critérios propostos para definição da vazão (líquida) de formação, vale destacar, conforme já comentado, que não existem critérios bem definidos para definição da vazão sólida de projeto. Portanto, na ausência destes deve prevalecer o bom senso. Sabe-se que as vazões líquidas mais altas, como a vazão de formação, são aquelas que efetivamente modelam o leito dos cursos d'água. Assim, é razoável adotar um transporte sólido compatível com esta vazão para uso em projeto.

Além disso, é interessante comentar que, nos projetos de engenharia, em geral não se dispõe de muitos dados de vazão sólida (oriundos de medições de campo), pois estações sedimentométricas instaladas em cursos d'água ainda são muito raras. Uma alternativa para contornar esta dificuldade, conforme sugerido por MAZA; CRUICKSHANK (1976), é escolher um trecho estável próximo do local a ser estudado, e, com base em suas características geométricas, aplicar uma das equações conhecidas de transporte de sedimentos para calcular a vazão sólida em função da vazão líquida. Este valor calculado poderia ser utilizado para estimar a vazão sólida de projeto do local a ser estudado. Neste caso, deve-se ter em mente que se incorpora, ao modelo de cálculo, a imprecisão do método de transporte sólido escolhido, que conforme mostra a experiência, geralmente só fornece bons resultados quando bem calibrado para o curso d'água onde é aplicado.

9.2.1.2 Diâmetro característico

Ainda com relação aos parâmetros característicos, pode ser interessante estabelecer um critério para definição do diâmetro característico do material sólido do leito, que leve em consideração o encouraçamento do fundo, de modo análogo ao proposto por GESSLER (1971) para estudo do fenômeno de início de transporte de sedimentos.

A consideração do efeito do encouraçamento de fundo pode ser importante no caso de leitos compostos por material sólido de granulometria estendida, uma vez que este fenômeno pode aumentar significativamente a resistência do leito à ação do escoamento. Assim, ao invés de utilizar um único diâmetro como representativo de todo material do leito, um estudo estatístico de movimentação, conforme realizado por GESSLER (1971), talvez seja mais interessante, pois permite levar em consideração o efeito conjunto de toda a composição granulométrica do solo.

9.2.2. Evolução do tratamento do problema da estabilidade em cursos d'água

9.2.2.1 Teoria do Regime

Embora as equações apresentadas pela Teoria do Regime tenham a vantagem de ser de fácil aplicação, estas são constituídas de expressões absolutamente empíricas. Além disso, muitos dos parâmetros característicos (do problema da estabilidade em canais) encontram-se implícitos nos coeficientes das equações, o que torna o uso destas restrito ao curso d'água para o qual foram determinadas. Isto absolutamente não significa que estes métodos não possam ser empregados na avaliação de outros canais. De fato, se os coeficientes das equações empíricas forem calibrados através de dados disponíveis, ou através do conhecimento prévio de diversos cursos d'água de características semelhantes, os métodos da Teoria do Regime podem fornecer resultados tão precisos quanto os métodos mais recentes, uma vez que todas as abordagens dependem de calibrações de parâmetros.

9.2.2.2 Métodos baseados na evolução da Teoria do Regime

É importante ressaltar que a maior parte dos métodos mais recentes para estudos de canais estáveis inclui no problema do projeto mais uma variável, que não é considerada explicitamente nos métodos empíricos da Teoria do Regime, que é a vazão sólida. A consideração da vazão sólida como parâmetro explícito pode ser considerada uma evolução, pois esta é sem dúvida um fator muito importante no estudo da estabilidade em canais, e não pode ser negligenciada. Contudo, conforme já comentado, a

determinação da vazão sólida é, em geral, a grande dificuldade na aplicação prática destes modelos em projetos de canais.

Além da dificuldade na determinação da vazão sólida de projeto, há outras questões importantes que devem ser avaliadas para aplicação prática dos métodos baseados na evolução da Teoria do Regime. Como a maior parte destes métodos utiliza equações de resistência ao escoamento e de transporte de sedimentos, há dois fatores que se pode destacar: a dificuldade na determinação dos coeficientes de rugosidade do leito; e a precisão dos métodos para avaliação do aporte de sedimentos. Estes dois fatores são tratados nos parágrafos seguintes.

Os coeficientes de rugosidade de leitos móveis, utilizados nas equações de resistência ao escoamento, são determinados de modo puramente experimental. Se existem estudos teóricos (calibrados através de experimentos de laboratório) para determinar a rugosidade do grão num escoamento sobre fundo plano, não se pode afirmar que a rugosidade de forma possa ser estimada com tal precisão, já que sua obtenção é muito mais complicada, envolvendo estimativas de conformação de fundo difíceis de serem realizadas.

Raciocínio semelhante pode ser empregado na avaliação das equações de transporte sólido. Embora os métodos de avaliação do aporte de sedimentos em cursos d'água tenham evoluído consideravelmente (partindo de análises teóricas mais detalhadas do movimento de partículas sólidas em meio fluido, e também através da definição de adimensionais característicos do fenômeno), devido à imensa complexidade do fenômeno, ainda hoje não é possível ter grande confiabilidade nos resultados destes modelos de cálculo.

9.2.2.3 Métodos Racionais

Os Métodos Racionais apresentados neste trabalho possuem as mesmas limitações e dificuldades de aplicação dos demais métodos baseados na evolução da Teoria do Regime, pois também utilizam equações convencionais de resistência ao escoamento e de transporte de sedimentos. Contudo, estes métodos propõem uma alternativa para

a definição da terceira equação, substituindo as famosas equações empíricas de determinação da forma da seção transversal. Esta tentativa de produzir um modelo de cálculo mais consolidado (superando o uso de expressões puramente empíricas), encontrou fortes resistências na Comunidade Científica, principalmente pelo fato de não apresentar uma justificativa formal para a abordagem proposta.

Entretanto, deve-se levar em consideração, que os Métodos Racionais vêm apresentando excelentes resultados quando aplicados em pesquisas de campo e laboratório, o que indica, pelo menos, que estudos mais detalhados a respeito deste enfoque precisam ser realizados.

A introdução da entropia H como função a ser otimizada nos Métodos Racionais parece ser uma excelente alternativa para este tipo de enfoque, pois a aplicação do conceito de maximização da função H parece representar, muito bem, fenômenos físicos através da investigação da distribuição de probabilidades.

Neste trabalho, foram apresentados dois exemplos de aplicação do conceito de maximização da função de entropia. O primeiro exemplo mostrou a determinação de uma equação para modelação da distribuição de velocidades em duas ou três dimensões, conforme proposto por CHIU (1988). Este modelo foi aplicado utilizando dados de laboratório (CHIU, 1989) e de campo (MINEI, 1999), e comparado com as medições de velocidades realizadas nestes locais, proporcionando excelentes resultados na previsão da distribuição de velocidades.

O segundo exemplo de aplicação do conceito de maximização da função de entropia foi apresentado na determinação de uma equação de forma, conforme proposto por CAO; KNIGHT (1997). Os autores aplicaram este conceito para determinar as formas mais prováveis das seções transversais de alguns canais e compararam com resultados obtidos através de ensaios de laboratório (veja as figuras 7.8 e 7.9), mostrando uma correlação muito boa entre os resultados numéricos e experimentais.

Também foi apresentado um modelo para descrição do perfil de concentração de sedimentos ao longo de uma vertical, que é uma decorrência direta da substituição da

equação de distribuição de velocidades proposta por CHIU (1988) na equação geral da concentração de sedimentos numa vertical, eq.(4.105).

9.3. Considerações finais

Apesar de constituir um fenômeno físico extremamente complexo (com um grande número de parâmetros característicos de difícil estimativa, e que podem variar no tempo e no espaço), o problema da determinação da condição de equilíbrio de um curso d'água possui grande interesse para aplicações práticas em projetos de engenharia. Por este motivo, o estudo da estabilidade em canais tem apresentado notórios avanços (sob o ponto de vista científico) nos últimos anos, com o surgimento de abordagens inovadoras e, ao mesmo tempo, promissoras, para o tratamento do problema, e indicando um excelente campo para pesquisas futuras.

Por fim, é importante destacar que, ao estudar um trecho de rio, onde se deseja implantar uma obra, todas as avaliações realizadas para estimativa das condições de equilíbrio da seção transversal, declividade e traçado em planta, representam apenas valores de referência para um projeto. Não se pode esquecer que, em última instância, são as necessidades de cada obra que vão definir efetivamente as características geométricas necessárias para o canal, de tal modo que os valores obtidos através de cálculos servem como importantes indicadores de: locais onde serão necessárias intervenções mais severas (como proteções de margens ou fundo); pontos de manutenção constante; ou até mesmo, eventuais alterações em algumas características originais do projeto. Portanto, o objetivo destes métodos é balizar os projetos de obras fluviais, permitindo assim que estas sejam realizadas com segurança e, ao mesmo tempo, economia de recursos, tanto durante a fase de implantação, quanto durante a fase de operação.

9.4. Recomendações para pesquisas futuras

Para complementar o estudo desenvolvido neste trabalho, seria de grande interesse promover a aplicação dos métodos apresentados, utilizando dados reais de cursos

d'água estáveis. O objetivo desta nova pesquisa seria tentar definir relações entre alguns tipos de canais e os métodos (ou conjunto de métodos) que melhor se aplicam na previsão de suas características geométricas estáveis. Se uma análise deste tipo fosse realizada para um número relativamente grande de cursos d'água de características diversas, talvez fosse possível determinar critérios de projeto mais claros para a definição da condição de estabilidade.

10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALAM, A.M.Z. Discussion of resistance relationship for alluvial channel flow by R. J. Garde and K. G. Ranga Raju. **Journal of the Hydraulics Division**, ASCE, v.93, n.2, p.91-96, Março, 1967.

ACKERS, P.; WHITE, W. R. Sediment Transport: New Approach and Analysis. **Journal of Hydraulics Division**, ASCE, v.99, n.11, p.2041-2060, Novembro, 1973.

ASCE. Sediment transportation mechanics: Initiation of motion. Task Committee on Preparation of Sedimentation Manual. **Journal of the Hydraulics Division**, ASCE, v.93, n.5, p.297-302, Setembro, 1967.

BANDINI, A. **Hidráulica fluvial**: Morfologia dos cursos de água; Transporte sólido dos cursos d'água; Regularização dos álveos. Pub. n.20. São Carlos: Serviço de Publicações da Escola de Engenharia de São Carlos, 1958.

BLENCH, T. **Regime behaviour of canals and rivers**. Londres: Butterworths Scientific Publications, 1957.

_____. **Mobile-bed fluviology: a regime theory treatment of rivers for engineers and hydrologists**. Alberta: T. Blench & Associates Ltd., 1966.

CAO, S.; KNIGHT, D.W. Entropy-based design approach of threshold alluvial channels. **Journal of Hydraulic Research**, IAHR, v.35, n.4, p.505-524, 1997.

____.; _____. Design for Hydraulic Geometry of alluvial Channels. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v.124, n.5, p.484-492, Maio, 1998.

CHANG, H. H. Minimum Stream Power and River Channel Patterns. **Journal of Hydrology**. v.41, p.303-327, 1979.

_____. Stable Alluvial Canal Design. **Journal of the Hydraulics Division**, ASCE, v.106, n.5, p.873-891, Maio, 1980.

_____. Comment on Extremal Hypotheses for River Regime: An Illusion of Progress by George A. Griffiths. **Water Resources Research**, AGU, v.20, n.11, p.1767-1768, Novembro, 1984.

_____. **Fluvial Processes in River Engineering**. New York: John Wiley & Sons, 1988.

_____; HILL, J.C. Minimum stream power for rivers and deltas. **Journal of the Hydraulics Division**. ASCE, v.103, n.12, p.1375-1389, Dezembro, 1977.

CHITALE, S.V. River channel patterns. **Journal of the Hydraulics Division**. ASCE, v.96, n.1, p.221-222, Janeiro, 1970.

CHIU, C.L. Entropy and Probability Concepts in Hydraulics. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v.113, n.5, p.583-600, Maio, 1987.

_____. Entropy and 2-D Velocity Distribution in Open Channels. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v.114, n.7, p.738-756, Julho, 1988.

_____. Velocity Distribution in Open Channel Flow. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v.115, n.5, p.576-594, Maio, 1989.

_____. Application of Entropy Concept in Open-Channel Flow Study. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v.117, n.5, p.615-628, Maio, 1991.

_____; CHIOU, J.D. Structure of 3-D Flow in Rectangular Open Channels. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v.112, n.11, p.1050-1608, Novembro, 1986.

____.; JIN, W.; CHEN, Y. C. Mathematical Models of Distribution of Sediment Concentration. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v.126, n.1, p.16-23, Janeiro, 2000.

____.; LIN, G.F. Computation of 3-D Flow and Shear in Open Channels. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v.109, n.11, p.1424-1440, Novembro, 1983.

____.; TUNG, N.C. Maximum Velocity and Regularities in Open-Channel Flow. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v.128, n.4, p.390-398, Abril, 2002.

CHOW, V. T.. **Open-Channel Hydraulics**. International student edition. Tokyo: McGraw-Hill Kogakusha, Ltd., 1959.

CHRISTOFOLETTI, A. **Geomorfologia Fluvial: O canal fluvial**. São Paulo: Ed. Edgard Blücher Ltda, 1981. v.1.

CRUICKSHANK, C.; MAZA ALVAREZ, J.A. Flow Resistance in sand bed channels. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RIVER MECHANICS. **Proceedings**. Bangkok: 1973. v.1, a-30, p.337-345.

DAVIES, T.H.R.; SUTHERLAND, A.J. Extremal hypotheses for river behaviour. **Water Resources Research**, AGU, v.19, n.1, p.141-148, Fevereiro, 1983.

DIAZ, G.E.; MAZA, J.A. Analisis de formulas de transporte de sedimentos en escurrimientos a superficie libre. In: XII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRAULICA. **Memorias**. São Paulo, 1986.

EINSTEIN; H.A. The bed load function for sediment transportation in open channels. **Technical Bulletin. Soil Conservation Service, U.S.D.A.**, n.1026, Washington, D.C. 1950.

EINSTEIN; H.A.; LI, H. Secondary Currents in straight Channels. **Transactions of American Geophysics Union**. V. 39, p.1085-1088, 1958.

ENGELUND, F. Hydraulic Resistance in alluvial streams. **Journal of the Hydraulics Division**, ASCE, v.92, n.2, p.315-326, Março, 1966.

_____. Flow and Bed Topography in Channel Bends. **Journal of Hydraulics Division**, ASCE, v.100, n.11, p.1631-1648. Novembro, 1974.

FOX, R.W.; MCDONALD, A.T. **Introdução à Mecânica dos Fluidos**. 5ª Edição. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 2001.

GALINDO, R.S. **Cauces estables**. México: Institute of Engineering, UNAM, 197-?

GARDE, R.J. Initiation of motion on hydrodynamically rough surface – critical velocity approach. **Journal of Irrigation and Power**. v.27, n.3, Julho, 1970.

____.; RANGA RAJU, K.G. Regime Criteria for Alluvial Streams. **Journal of Hydraulic Division**, ASCE, v.89, n.6, Novembro, 1963.

____.; _____. Resistance relationships for alluvial channel flow. **Journal of the Hydraulics Division**, ASCE, v.92, n.4, p.77-100, Julho, 1966.

____.; _____. **Mechanics of sediment transportation and alluvial stream problems**. New Delhi: Wiley Eastern Limited, 1978.

GRIFFITHS, G.A. Extremal Hypotheses for River Regime: An illusion of Progress. **Water Resources Research**, AGU, v.20, n.1, p.113-118, Janeiro, 1984.

HAGER, W.H. Fargue, founder of experimental river engineering. **Journal of Hydraulic Research**, IAHR, v.41, n.3, p.227-233. Outubro, 2003.

ICWR, Interagency Committee on Water Resources. Subcommittee on Sedimentation. “Some fundamentals of participle-size analysis.” Report n.12, 1957.

JANSEN, P. Ph.(Ed). **Principles of River Engineer: the non-tidal alluvial river.**
Londres: Pitman, 1979.

LACEY, G. Stable channels in alluvium. **Minutes of Proceedings of Institution of Civil Engineers.** v.229, n.4736, p.259-292, London, 1930.

LANE, E.W. Design of stable channels. **Transactions of American Society of Civil Engineers.** v.120, 1955.

LANGBEIN, W.B.; LEOPOLD; L.B. Rivers Meanders – Theory of Minimum Variance. **United States Geological Survey Professional Paper.** v.422-H, 1966.

LELIAVSKY, S. **Introduccion a La Hidraulica Fluvial.** Trad. de Felix Cabañas.
Barcelona: Ediciones Omega, 1964.

LENCASTRE, A. **Hidráulica Geral.** Edição Luso-Brasileira. Lisboa: Hidroprojecto, 1983.

LEOPOLD, L.B.; WOLMAN, M.G.; MILLER, J.P. **Fluvial Processes in Geomorphology.** San Francisco: W.H. Freeman and Company, 1964.

MAZA ALVAREZ, J.A. Cambios que sufre un río aguas abajo de grandes presas. In: XII CONGRESSO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA. São Paulo, 1986.

____.; CRUICKSHANK, C. **Stability of Sandy River Beds.** México: Institute of Engineering, UNAM, 1976.

____.; GARCÍA FLORES, M. Distribuciones de los tamaños de los sedimentos del fondo en cauces naturales. In: XII CONGRESSO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA. São Paulo, 1986.

____.; _____. Transporte de Sedimentos. In: **Manual de Hidráulica Fluvial.** Comision Nacional del Agua, 1995. p.10.1-10.482.

MEYER-PETER, E.; MULLER, R. Formulas for bed-load transport. In: III CONGRESS IAHR. **Proceedings**. Estocolmo, 1948. p.39-64.

MINEI, N. **Um método expedito para a medição de vazão em rios e canais abertos**. São Paulo, 1999. 123p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

NEZU, I; NAKAGAWA, H. Cellular Secondary Currents in Straight Conduit. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v.110, n.2, p.173-193, Fevereiro, 1984.

____.; RODI, W. Open-Channel Flow Measurements with a Laser Doppler Anemometer. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v.112, n.5, p.335-355, Maio, 1986.

____.; TOMINAGA, A.; NAKAGAWA, H. Field Measurements of Secondary Currents in Straight Rivers. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v.119, n.5, p.598-614, Maio, 1993.

PARKER, G.; DIPLAS, P.; AKIYAMA, J. Meander Bends of High Amplitude. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v.109, n.10, p.1323-1337, Outubro, 1983.

PRANDTL, L. **Essentials of fluid dynamics**. New York: Hafner Publications, 1952.

RAMOS, C. L. **Mecânica do transporte de sedimentos e do escoamento em leito móvel**. São Paulo, 1984. 334p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

RANGA RAJU, K.G. Resistance relation for alluvial streams. **La Houille Blanche**. n.1, p.51-54, 1970.

____.; DHANDAPANI, K.R.; KONDAP, D.M. Effect of sediment load on stable sand canal dimensions. **Journal of the Waterway Port Coastal and Ocean Division**, ASCE, v.103, n.2, p.241-249, Maio, 1977.

____.; GARDE, R.J.; BHARDWAJ, R.C. Total-Load Transport in Alluvial Channels. **Journal of Hydraulics Division**, ASCE, v.107, n.2, p.179-191, Fevereiro, 1981.

RICHARDSON, W.R.R. **Secondary Flow and Channel Change in Braided Rivers**. Nottingham, 1997. 232p. Thesis (Doctor) - University of Nottingham.

SIMONS, D.B.; ALBERTSON, M.L. Uniform Water Conveyance Channels in Alluvial Material. **Journal of Hydraulic Division**, ASCE, v.86, n.5, Maio, 1960.

____.; RICHARDSON, E.V. Forms of Bed Roughness in Alluvial Channels. **Journal of Hydraulic Division**, ASCE, v.87, n.3, Maio, 1961.

____.; SENTÜRK, F. **Sediment Transport Technology**. Michigan: Water Resources Publications, 1976.

SONG, C.C.S.; YANG, C.T. Velocity profiles and minimum stream power. **Journal of the Hydraulics Division**, ASCE, v.105, n.8, p.981-998, Agosto, 1979.

VANONI, V.A.; NOMICOS, G.N. Resistance properties of sediment-laden streams. **Transactions of American Society of Civil Engineering**. v.125, p.1140-1175, 1960.

VAN RIJN, L.C. Sediment Transport, Part I: Bed Load Transport. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v.110, n.10, p.1431-1456, Outubro, 1984a.

____. Sediment Transport, Part II: Suspend Load Transport. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v.110, n.11, p.1613-1641, Novembro, 1984b.

WHITE, W.R.; BETTES, R.; PARIS, E. Analytical approach to River Regime. **Journal of Hydraulic Division**, ASCE, v.108, n.10, p.1179-1193, Outubro, 1982.

YALIN, M.S. **Mechanics of Sediment Transport**. Second Edition. New York: Pergamon Press, 1977.

_____. **River Mechanics**. Oxford: Pergamon Press. 1992.

YANG, C.T. Potential energy and stream morphology. **Water Resources Research**, AGU, v.7, n.2, p.312-322, 1971.

_____. Minimum unit stream power and fluvial hydraulics. **Journal of the Hydraulics Division**, ASCE, v.102, n.7, p.919-934, Julho, 1976.

_____. Unit Stream Power Equations for Total Load. **Journal of Hydrology**, v.40, n.1/2, p.123-138, 1979.

_____.; SONG, C.C.S. Theory of minimum rate of energy dissipation. **Journal of the Hydraulics Division**, ASCE, v.105, n.7, p.769-784, Julho, 1979.

11. BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA

BRIDGE, J.S. Flow, Bed Topography, Grain Size and Sedimentary Structure in Open-Channel Bends: A Three-Dimensional Model. **Earth Surface Proceedings**. v.2, p.401-416, 1977.

BUCKLEY, A.B. The influence of silt on the velocity of water flowing in open channels. **Minutes of the Proceedings of the Institution of Civil Engineers** v.226, 1922.

CHANG, F. M.; SIMONS, D. B.; RICHARDSON, E. V. Total Bed-Materials Discharge in Alluvial Channels. In: 20° CONGRESS OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR HYDRAULICS RESEARCH. **Proceedings**. Colorado, 1967.

DAVIES, T.H.R.; SUTHERLAND, A.J. Resistance to flow past deformable boundaries. **Earth Surface Proceedings**. n.5, p.175-179, 1980.

DAVY, B.W.; DAVIES, T.R.H. Entropy concepts in fluvial geomorphology: A reevaluation. **Water Resources Research**, AGU, v.15, n.1, p.103-106, 1979.

DU BOYS, S.P. Le rhone et les Rivieres a Lit Affoillable. **Annales des Ponts et Chaussees**. v.18, s.5, p.141-195, 1879.

ENGELUND, F.; HANSEN, E. **Investigation of Flow in Alluvial Streams**. Bulletin n.9. Hydraulic Laboratory. Technical University of Denmark, 1966.

____; ____ . **A monograph on sediment transport in alluvial streams**. Technical University of Denmark. Dinamarca, 1967.

FALCON-ASCANIO, M.; KENNEDY, J.F. Flow in Alluvial Rivers Curves. **Journal of Fluid Mechanics**. v.133, p.1-16, 1983.

GESSLER, J. Critical shear stress for sediment mixture. In: XIV CONGRESO INTERNACIONAL DEL IAHR. **Memorias**. Paris, 1971. p.C1-1/C1-8.

GILBERT, G.E. The Transportation of Debris by Running Water. Based on experiments made with the assistance of E. C. Murphy. **U. S. Geological Survey**. n.86, 1914.

GREGORY, K.J.; WALLING, D.E. **Drainage basin form and process: a geomorphological approach**. Londres: Edward Arnold, 1973.

GUPTA, R.D. **Total sediment load as a parameter in the design of stable channels**. Índia, 1967. M.E. Thesis - University of Roorkee.

IKEDA, S.; PARKER, G.; SAWAI, K. Bend Theory of River Meanders. Part 1. Linear Development. **Journal of Fluid Mechanics**. v.112, p.363-377, 1981.

INGLIS, C. The behaviour and control of rivers and canals (with the aid of models). **Central Water Power, Irrigation and navigation Research Station**. Pub. n.13, Poona, Índia, 1949.

JAYNES, E.T. Information theory and statistical mechanics I. **Physics Review**. v.106, p.620-630, 1957.

JEFFERSON, M. The limiting width of meander belts. **National Geographic Magazine**. Outubro, 1902.

KENNEDY, R.G. The prevention of silting irrigation canals. **Proceedings of Institution of Civil Engineers**. v.119, n.2826, London, 1895.

KING, C. Practical Design Formulas for Stable Irrigation Channels. **Technical Report of Central Water Power, Irrigation and navigation Research Station**. India, 1943.

KOMURA, S. Bulk Properties of River Bed Sediments and its Applications to sediment Hydraulics. In: JAPAN NATIONAL CONGRESS FOR APPLIED MECHANICS. **Proceedings**. Japão, 1961.

KONDAP, D.M. **Some aspects of flow in stable alluvial channels**. Índia, 1977. Thesis (PhD) - University of Roorkee.

LANE, E.W. Report of the Subcommittee on Sediment Terminology. **Transactions of American Geophysical Union**. v.28, n.6, 1947.

LEOPOLD, L.B.; WOLMAN, M.G. River Meander. **Geological Society American Bulletin**. v.71, 1960.

LINDLEY, E.S. Regime Channels. In: PUNJAB ENGINEERING CONGRESS. **Proceedings**. v.7, 1919.

NEILL, C.R. Note on initial movement of coarse uniform bed-material. **Journal of Hydraulic Research**, IAHR, v.6, n.2, p.173-176, 1968.

PARKER, G. Discussion of Lateral Bed Load Transport on Sides Slopes. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v.110, n.2, p.197-199, Fevereiro, 1984.

RIPLEY, H.C. **Transactions of the American Society of Civil Engineers**. New York, 1927.

ROUSE, H. Modern Conceptions of the Mechanics of Turbulence. **Transactions of American Society of Civil Engineers**, v.102, 1937.

ROZOVSKII, I.L. **Flow of water in bends of open-channels**. The Academy of Sciences of Ukrainian SSR. Kiev, 1957.

SCHUMM, S.A. Sinuosity of Alluvial Rivers on the Great Plains. **Geological Society America Bulletin**. v.4, n.9, p.1089-1100, 1963.

____.; KHAN, H.R. Experimental study of channel patterns. **Geological Society America Bulletin**. v.83, n.6, 1972.

SHIELDS, A. Anwendung der Aehnlich-Keitsuaechanik und der Turbulenzforschung and die Geschiebebe wegung. **Mitteilungen** der Preussiehen Versuchsanstalt für Wasserbau and Schiffbau. Berlin, 1936.

SHORE, J.E.; JOHNSON, R.W. Axiomatic Derivation of the Principle of maximum entropy and the principle of minimum cross-entropy. **Transactions of Information Theory**. v.26, n.1, p. 11-26, 1980.

STRAUB, L.G. Missouri River Report. In: 73rd UNITED STATES CONGRESS. **Howe Document 238, Appendix XV**. Corps of Engineers, 1935.

TERADA. **Report of the Aeronautical Research Institute**. Tokio: Imperial University, 1929. v.3 e 4.

VARSHNEY, D.V. **Scour around Bends in Alluvial Channels**. Thesis (PhD) - University of Roorkee, Índia, 1973.

VON SCHELLING, H. Most frequent particle paths in a plane. **Transactions of American Geophysical Union**. v.32, p.222-226, 1951.