



REGULARIZAÇÃO E PROTECÇÃO CONTÍNUA DE CURSOS DE ÁGUA

MANUEL TRIGUEIROS RAFAEL FERREIRA LEMOS

Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA

Orientador: Professor Doutor José Manuel Ferreira Lemos

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo autor, não podendo o editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra, em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A todos os amigos!

"Se tens que lidar com água, consulta primeiro a experiência, depois a razão."

Leonardo da Vinci

AGRADECIMENTOS

Desejo agradecer a todas as pessoas que, directa ou indirectamente, contribuíram para a realização desta Tese de Mestrado, especialmente ao meu orientador Professor Doutor José Manuel Ferreira Lemos, por todo o apoio a nível de conhecimentos bem como toda a sua disponibilidade. Também à minha família, e amigos que sempre me apoiaram.

RESUMO

As margens e fundos de rios ou canais estão constantemente expostos às acções erosivas do escoamento, sob a forma, de correntes e turbulência. Consequentemente podem originar-se margens instáveis e o desenvolvimento de erosões localizadas no fundo, permitindo por em risco as áreas envolventes. Nestas situações a instalação de um sistema de revestimento irá fornecer a linha da frente contra o ataque do escoamento.

Este trabalho apresenta extensa informação acerca dos tipos de protecções contínuas disponíveis e fornece orientações sobre a escolha e concepção destes sistemas. São referidas considerações para a concepção da protecção, no que diz respeito a cursos de água naturais e artificiais, incluindo informação acerca de revestimentos que incorporam outros tipos de estruturas, e protecções que se conjugam com vegetação para aumentar a qualidade ambiental dos sistemas.

O uso intensivo de fotografias, gráficos e diagramas permitem ao engenheiro adoptar o tipo de revestimento mais apropriado e a concepção com melhor relação custo-benefício.

PALAVRAS-CHAVE: PROTECÇÃO, REVESTIMENTO, REGULARIZAÇÃO, EROSÃO, ESCOAMENTO FLUVIAL.

ABSTRACT

The banks and beds of rivers and channels are subject erosion caused by currents and turbulence. This can lead to unstable banks and development of scour holes in the bed which may endanger the involving area. In these situations the installation of revetment systems will provide the front line against flow attack.

This work is a study of various types of continuous revetment systems applicable as riverbank protection and provides guidance on the choice and design of these systems. Considerations are given regarding the design of protections systems, applied in natural and artificial watercourses, and information is included on revetments that incorporate some form of structural protection and revetments which combine this protection with vegetation to increase the sustainability of these solutions.

After a detailed analysis of all the studied options, it was possible to establish which kind of riverbank protection system is the most appropriate and cost-effective for each situation.

KEYWORDS: protection, revetment, regularization, erosion, river flow.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO	iii
ABSTRACT.....	v

1 INTRODUÇÃO 1

2 CONSIDERAÇÕES HIDRODINÂMICAS DE BASE..... 3

2.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE MORFOLOGIA DE RIOS.....	3
2.2	ESCOAMENTOS COM SUPERFÍCIE LIVRE.....	8
2.2.1.	Classificação dos Escoamentos com Superfície Livre.....	8
2.2.2.	Tipologia de canais.....	9
2.2.3.	Geometria dos Canais.....	9
2.2.4.	Equação de Continuidade	14
2.3	TEOREMA DE BERNOULLI EM ESCOAMENTOS COM SUPERFÍCIE LIVRE.....	15
2.3.1.	Teorema de Bernoulli	15
2.3.2.	Distribuição de pressões na secção transversal	16
2.3.3.	- Distribuição de velocidades na secção transversal	18
2.3.4.	- Energia do Escoamento	20
2.4	RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO	22
2.4.1.	Generalidades	22
2.4.2.	Fórmula de Chezy	23
2.4.3.	Fórmula de Manning-Strickler	24
2.4.4.	Secções Compostas e Heterogéneas	26

3 FACTORES DE HIDRODINÂMICA FLUVIAL 31

3.1	ANÁLISE DO ESCOAMENTO NUM CANAL FLUVIAL.....	31
3.2	HIDRODINÂMICA FLUVIAL ASSOCIADA AOS PROCESSOS EROSIVOS.....	33
3.2.1.	Introdução	33
3.2.2.	Avaliação da instabilidade de uma secção	33
3.2.3.	Análise da evolução dinâmica de uma secção	41

4 PROTECÇÃO FLUVIAL..... 51

4.1	CONSOLIDAÇÃO DE MARGENS;	51
4.2	TIPOS DE PROTECÇÃO;	52

4.3	PROCEDIMENTOS DE CONCEPÇÃO DO PROJECTO	55
4.3.1.	Introdução.....	55
4.3.2.	Parâmetros de projecto	55
4.3.3.	Etapas da concepção do projecto.....	57
4.4	TIPOS DE REVESTIMENTO	62
4.4.1.	Utilização de Enrocamento	62
4.4.2.	Utilização de Gabiões	71
4.4.3.	Utilização de Colchões Reno	82
4.4.4.	Utilização de Blocos Pré fabricados.....	86
4.4.5.	Utilização de Betume	94
4.4.6.	Utilização de Geomantas	98
4.4.7.	Utilização de Técnicas de Bioengenharia	101
4.5	PARÂMETROS DE DECISÃO	114
4.6	MINIMIZAÇÃO DOS IMPACTOS	114
5	UTILIZAÇÃO DE FILTROS GRANULARES E GEOSSINTÉTICOS	117
5.1	NECESSIDADE DE FILTROS	117
5.2	TIPOS DE FILTRO	118
5.2.1.	Introdução.....	118
5.2.2.	Filtros Granulares	119
5.2.3.	Geossintéticos	120
5.3	DIMENSIONAMENTO DE FILTROS.....	123
5.3.1.	Verificação da Velocidade.....	123
5.3.2.	Dimensionamento da estrutura filtrante	124
6	DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE PROTECÇÕES 127	
6.1	PRINCÍPIOS DE DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE PROTECÇÕES	127
6.2	ESTABILIDADE DA SECÇÃO	128
6.3	ENROCAMENTO – ANÁLISE DE ESTABILIDADE	128
6.4	COLCHÕES RENO / GABIÕES – ANÁLISE DE ESTABILIDADE	131
6.4.1.	Tensão Crítica	131
6.4.2.	Velocidade Crítica	137
6.4.3.	Deformações	139
6.5	GEOMANTAS	142
6.5.1.	Introdução.....	142
6.5.2.	Velocidade Crítica	142
6.5.3.	Tensão Crítica de Arrastamento	146

6.6	SEQUÊNCIA DE CÁLCULO	152
6.6.1.	Enrocamento	152
6.6.2.	Colchões Reno / Gabiões.....	152
6.6.3.	Geomantas	157
7		161
	MONITORIZAÇÃO E MANUTENÇÃO	161
7.1	PROGRAMA DE MONITORIZAÇÃO E MANUTENÇÃO	161
7.1.1.	Base de dados do curso de água e características do revestimento.....	163
7.1.2.	Estabelecimento de Normas	163
7.1.3.	Avaliação do estado do revestimento.....	163
7.1.4.	Planeamento e execução	164
8		165
	BIBLIOGRAFIA.....	165

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Diferentes tipos de canais fluviais [20].	1
Figura 2.1 - Principais tipos de padrões de traçado fluvial [13].	4
Figura 2.2 - Desenvolvimento de um curso de água [20].	5
Figura 2.3 – a) Esquema em planta de um curso de água, desde a zona de cabeceira até à zona de deposição do material sólido. b) Traçado de um rio, pelo que a sinuosidade é determinada por LRLV.	5
Figura 2.4 - Perfil Transversal Tipo de linha de água [20].	6
Figura 2.5 - Vista geral sobre a configuração do canal fluvial [20].	6
Figura 2.6 - Caudal Modelador [13].	7
Figura 2.7 - Representação gráfica da relação entre o caudal e a profundidade numa dada secção de um canal fluvial [20].	7
Figura 2.8 - Perfil longitudinal de um canal [15].	10
Figura 2.9 - Características geométricas da secção de um canal [15].	11
Figura 2.10 - Perfil transversal Tipo de um canal fluvial.	11
Figura 2.11 - Parâmetros geométricos e hidráulicos que caracterizam o escoamento num curso de água em regime permanente e uniforme.	12
Figura 2.12 - Relação gráfica entre parâmetros característicos de uma secção [15].	14
Figura 2.13 - Parâmetros geométricos e hidráulicos que caracterizam o escoamento num curso de água em regime permanente e uniforme [15].	17
Figura 2.14 - Distribuição de pressões em secções verticais de canais [15].	17
Figura 2.15 - Perfis de velocidades em canais [15].	18
Figura 2.16 - Velocidade do escoamento na secção transversal do canal [10].	19
Figura 2.17 - Distribuição de velocidades num canal de secção trapezoidal [10].	19
Figura 2.18 - Diagrama de isotáquicas [15].	20
Figura 2.19 - Parâmetros geométricos e hidráulicos que caracterizam o escoamento.	21
Figura 2.20 - Escoamento dificultado pela presença de uma barreira de material [20].	26
Figura 2.21 - Constricção do fluxo [2.20].	26
Figura 2.22 - Fluxo do escoamento com obstruções [2.20].	26
Figura 2.23 - Canal com secção transversal irregular [15].	26
Figura 2.24 - Secção composta [15].	27
Figura 3.1 – Variação Velocidade / Dimensão média das partículas ao longo do curso de água [18].	33
Figura 3.2 - Acção do escoamento nas partículas que constituem o fundo do canal fluvial. O processo de transporte de sedimentos, depende das velocidades do escoamento, dimensão das partículas e de princípios de hidrodinâmica [18].	34

Figura 3.3 - Variação do ângulo de atrito interno em função da granulometria e da forma dos materiais constituintes do talude das margens [3].	36
Figura 3.4 - Quadro resumo de relação entre a tipologia e padrões de canais e a sua estabilidade relativa [20].	36
Figura 3.5 - Coeficiente de Lane (KL), em função do ângulo de repouso do material e da inclinação do talude da margem [5].	38
Figura 3.6 - Curva de Shields [15].	39
Figura 3.7- Esquema de forças actuantes sobre uma margem [5].	39
Figura 3.8 - Curva de Hjulstrom [17].	40
Figura 3.9 - Índice de estabilidade em função do ângulo da margem com a horizontal e o ângulo de repouso dos materiais [5].	41
Figura 3.10 - Variação longitudinal da velocidade do escoamento num troço de rio [16].	42
Figura 3.11 - Distribuição das velocidades do escoamento num curso de água, para diferentes secções dispostas num dado trecho [20].	42
Figura 3.12 - Análise das correntes numa secção transversal do canal [16].	43
Figura 3.13 - Representação esquemática das correntes secundárias (helicoidais) em canais rectilíneos [12].	43
Figura 3.14 - Contornos da velocidade, correntes secundárias e distribuição das tensões de arrastamentos no canal trapezoidal [7].	44
Figura 3.15 - Circulação secundária (representada pelas setas) numa secção intermédia dum troço curvilíneo e tensão de arrastamento ao longo dessa secção. Na parte superior da figura representa-se a curva teórica referente à variação relativa da tensão de arrastamento no leito [4].	44
Figura 3.16 - Dinâmica do canal fluvial em situações de desgaste e de sedimentação [7].	45
Figura 3.17 - Processos de erosão e deposição num curso de água natural [16].	46
Figura 3.18 - Processo de rotura de uma margem. O talude passa de estável para instável, em função da altura do talude da margem, inclinação da margem e condições do solo [20].	49
Figura 4.1 - Declive das margens como factor essencial na escolha do tipo de intervenção [5].	52
Figura 4.2 - Tipos de protecções fluviais.	53
Figura 4.3 - Esquema simplificativo das etapas do estudo prévio [7].	58
Figura 4.4 - Esquema simplificativo das etapas do Ante Projecto [7].	59
Figura 4.5 - Esquema simplificativo das etapas do projecto de execução [7].	61
Figura 4.6 - Corte transversal esquemático de uma estrutura de Riprap [7].	65
Figura 4.7 - Exemplo de uma protecção com blocos de pedra.	66
Figura 4.8 - Corte transversal esquemático de uma estrutura de blocos de pedra [7].	66
Figura 4.9 - Planta geral esquemática de uma estrutura de blocos de pedra [7].	67
Figura 4.10 - Exemplos de revestimento com enrocamento ligeiro arrumado.	68

Figura 4.11 – Perfis transversais típicos de um revestimento com enrocamento ligeiro arrumado [21].	68
Figura 4.12 - Estrutura de gabiões, edificada como muro de contenção de terras e protecção fluvial.	71
Figura 4.13 - Estrutura de gabiões.	72
Figura 4.14 - Corte transversal esquemático de uma protecção com gabiões [18].	72
Figura 4.15 - Aplicação de gabiões em protecções longitudinais.	74
Figura 4.16 -Aplicação de gabiões em protecções longitudinais [17].	74
Figura 4.17 - Esquema (esquerda) e dimensões usuais dos gabiões caixa (direita) [17].	76
Figura 4.18 - Distribuição dos tirantes num gabião caixa [14].	76
Figura 4.19 - Reforço do revestimento de gabiões, através da colocação de colchões Reno no seu pé [2].	77
Figura 4.20 – Exemplos de aplicação de gabiões caixa em canais fluviais [17].	78
Figura 4.21 - Gabiões caixa aplicados numa estrutura de protecção fluvial (Alemanha) [17].	79
Figura 4.22 - Gabiões caixa aplicados numa estrutura de protecção fluvial (Brasil) [17].	79
Figura 4.23 - Gabiões caixa aplicados numa estrutura de protecção fluvial (EUA) [17].	79
Figura 4.24 - Esquema (esquerda) e dimensões usuais dos gabiões saco (direita) [17].	80
Figura 4.25 - Esquema de aplicação de gabiões saco paralelamente ao sentido do escoamento, com uma camada filtro de geotextil, ancorada no topo da margem [7].	81
Figura 4.26 - Aplicação do gabião saco numa estrutura de protecção (Brasil) [17].	81
Figura 4.27 - Dimensões usuais de colchão Reno. [17].	82
Figura 4.28 - Colchões Reno aplicados numa estrutura de protecção fluvial (Brasil) [17].	83
Figura 4.29 - Colchões Reno aplicados numa estrutura de protecção fluvial (Brasil) [17].	83
Figura 4.30 - Colchões Reno aplicados numa estrutura de protecção fluvial (Bolívia) [17].	84
Figura 4.31 - Processo de enchimento dos colchões Reno (França) [17].	84
Figura 4.32 - Canal fluvial revestido com colchões Reno (Brasil) [17].	85
Figura 4.33 - Canal fluvial na Bolívia, revestido com colchões Reno (Paraguai) [17].	85
Figura 4.34 - Exemplos de revestimentos com blocos pré-fabricados unidos.	88
Figura 4.35 - Exemplos de aplicação de blocos pré-fabricados unidos (EUA) [18].	91
Figura 4.36 - Revestimentos com blocos de betão pré fabricados unidos (EUA) [18].	91
Figura 4.37 - Aplicação subaquática de uma manta OSA pré-fabricada (esquerda) (Reino Unido) e execução a seco de um revestimento OSA, na fase de preparação do mastic (direita) (Alemanha) [11].	95
Figura 4.38 – Exemplos de geomanta [7].	99
Figura 4.39 - Geomanta com cobertura vegetal (esquerda) e cobertura com areia asfáltica (direita) [18].	100
Figura 4.40 - Instalação de geomantas [17].	100

Figura 4.41 - Correção do declive da margem e revegetação.....	103
Figura 4.42 - Correção do declive das margens e revegetação com estabilização física da base. Note-se a aplicação de geotextil.	104
Figura 4.43 - Coeficiente de Manning em função do tipo de revestimento vegetal [8].....	105
Figura 4.44 - Exemplos de revestimentos com relva armada, utilizando blocos de betão pré-fabricados (esquerda) e geossintético (direita) [19].....	107
Figura 4.45 - Algumas configurações de blocos de betão pré-fabricados usados para revestimentos de Relva Armada [8].....	108
Figura 4.46 - Colocação da estacaria ao longo das margens [5].	109
Figura 4.47 - Detalhe de colocação da estacaria [14].	109
Figura 4.48 - Detalhe de colocação da estacaria [14].	109
Figura 4.49 - Vista esquemática da aplicação de fachinas na base da margem junto à linha de água (esquerda) e corte longitudinal da aplicação de fachinas na base da margem junto à linha de água (direita) [10].	110
Figura 4.50 - Construção de uma protecção com fachinas [10].	110
Figura 4.51 - Aplicação da protecção com fachinas [14].....	111
Figura 4.52 - Esquema da constituição de uma protecção fluvial do tipo fachinas [9].	111
Figura 4.53 - Fases sucessivas de colocação de fachinas em margens. De referir, que a fachina começa a ser colocada a partir da base [14].	112
Figura 4.54 - Preparação do terreno ao longo da margem para a instalação da técnica de bioengenharia adequada (esquerda). Colocação das fachinas em diversas faixas devidamente distanciadas, ao longo das margens (centro). Margem protegida com vegetação (direita) [18].	112
Figura 4.55 - Desenho em que se ilustra um corte transversal e uma simples planta geral, do sistema de empacotamento [14].....	113
Figura 5.1 - Exemplo de um revestimento Riprap, sem camada filtro [7].	117
Figura 5.2 - Exemplo esquemático de um filtro granular (esquerda) e de um geotêxtil (direita) [7]. ...	118
Figura 5.3 - Exemplos de geotextil "não tecido" (esquerda) e "tecido" (direita) [17].	122
Figura 6.1 - Tensão máxima de arrastamento em canais de secção trapezoidal [8].	130
Figura 6.2 - Tensão tangencial crítica em função da dimensão da pedra [17].	133
Figura 6.3 - Coeficiente K em função da relação entre o raio da curva e a largura superficial do escoamento [17].	137
Figura 6.4 - Velocidade crítica em função das dimensões das pedras [17].	138
Figura 6.5 - Velocidade crítica em função da espessura do colchão Reno [17].	138
Figura 6.6 - Esquema do movimento das pedras no interior do colchão Reno [17].	140
Figura 6.7 - Relação entre o parâmetro de deformação e o coeficiente eficaz de Shields [17].	141
Figura 6.8 – Soluções com geomanta MacMat relacionadas com a acção do escoamento, sem desenvolvimento de vegetação no revestimento [17].	143

Figura 6.9 - Velocidades críticas para revestimentos do tipo geomanta MacMat, na situação sem desenvolvimento de vegetação no revestimento, em função da duração da cheia e do material de enchimento [17].	144
Figura 6.10 - Tipo de revestimento MacMat em função da acção do escoamento, para a situação de vegetação permanente [17].	145
Figura 6.11 - Tensão de arrastamento crítica em função do raio hidráulico para geomantas de espessura 20 mm [17].	149
Figura 6.12 - Tensão de arrastamento crítica em função do raio hidráulico para geomantas cobertas com pequenas pedras e betume [17].	149
Figura 6.13 - Rugosidade segundo Manning, considerando a superfície com vegetação [17].	150
Figura 6.14 - Características geométricas e hidráulicas de um canal com secção trapezoidal para algumas inclinações de margens [17].	151
Figura 6.15 - Quadro de selecção com base na velocidade crítica, para Colchões Reno [17].	156
Figura 6.16 - Quadro de selecção com base na tensão crítica, para Colchões Reno [17].	156
Figura 6.17 - Quadro de selecção com base na velocidade crítica, para Geomantas da gama MacMat [17].	159

ÍNDICE DOS QUADROS

Quadro 4.1 - Conhecimento do estado de degradação e definição da necessidade de intervenção num curso de água através da análise de várias características do canal. Este quadro só pode ser aplicado se existir a possibilidade de comparação com uma situação de referência [5].	51
Quadro 4.2 - Referências acerca de colchões Reno.	86
Quadro 4.3 - Relação entre as espessuras dos blocos pré-fabricados e as correspondentes velocidades limites do escoamento [7].	90
Quadro 4.4 - Espessuras (mm) dos revestimentos OSA em função do tipo de canal fluvial, e zona a proteger [7].	95
Quadro 6.1 - Tensões tangenciais críticas de arrastamento para colchões Reno e gabião caixa [17].	134
Quadro 6.2 - Valores dos coeficientes correctivos Kf (relativo ao fundo) e Km (relativo às margens) em relação aos parâmetros geométricos da secção transversal [17].	135
Quadro 6.3 - Velocidade crítica e velocidade limite para colchões Reno e gabiões caixa [17].	139
Quadro 6.4 - Velocidades críticas para revestimento do tipo geomanta, para situação sem desenvolvimento de vegetação no revestimento [17].	144

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

g	Aceleração da gravidade (m^2/s)
φ	Ângulo de atrito interno (rad)
α_r	Ângulo de repouso (rad)
α_b	Ângulo de suporte (rad)
Φ	Ângulo que o plano de desligamento potencial faz com a horizontal (rad)
θ	Ângulo das margens com a horizontal (rad)
Ω	Ângulo que o perfil longitudinal do rio ou canal faz com a horizontal (rad)
S	Área da secção transversal do escoamento (m^2)
Q	Caudal (m^3/s)
β	Coefficiente de Jaeger-Manzanares
λ	Coefficiente de distribuição de pressões
C	Coefficiente de Chezy
t	Coefficiente de inclinação
n	Coefficiente de rugosidade de Manning ($\text{s.m}^{1/3}$)
K_L	Coefficiente de Lane
ν	Coefficiente de viscosidade
K_f	Coefficiente correctivo para a tensão tangencial no fundo do canal
K_m	Coefficiente correctivo para a tensão tangencial nas margens do canal
K	Coefficiente relativo à relação entre o raio da curva do rio ou canal e a largura superficial do escoamento
c_f	Coefficiente de cobertura vegetal
L	Comprimento do trecho do canal estudado (m)
L'	Comprimento do plano de deslizamento potencial (m)
n_1	Correcção para o efeito de superfície irregular
n_2	Correcção para a variação da configuração da secção transversal
n_3	Correcção para obstruções
n_4	Correcção para a presença de vegetação e condições do escoamento
m	Correcção para o grau de meandrização do canal
z	Cota da partícula em relação a um dado plano horizontal de referencia (m)
i	Declive longitudinal do fundo do canal (m/m)
j	Declive da linha de energia (m/m)
m	Declive dos taludes laterais (m/m)
i_a	Declive da linha de água (m/m)

D	Diâmetro da partícula (mm)
N	projecção do peso do bloco, segundo o plano perpendicular ao plano de deslizamento (KN)
d_m	Dimensão média das partículas (mm)
D_n	Espessura do bloco pré-fabricado (m)
e	Espessura do colchão Reno (m)
k_d	Factor de inclinação do talude da margem
k_l	Factor de inclinação longitudinal do rio na direcção do escoamento
W_s	Força que o peso do bloco origina sobre o plano de deslizamento potencial (KN)
F_D	Forças de arrastamento (KN)
B_f	Largura do fundo (m)
b	Largura superficial do escoamento (m)
LE	Linha de energia
L_R	Longitude do Rio (m)
L_V	Longitude do Vale (m)
Re	Número de Reynolds
Fr	Número de Froude
C^*	Parâmetro de Shields
χ	Perímetro molhado (m)
W	Peso do bloco instabilizado (kN)
γ_s	Peso volúmico das partículas (kN/m ³)
γ	Peso volúmico da água (kN/m ³)
PHR	Plano horizontal de referência
n'	Porosidade do revestimento
Δx	projecção do comprimento do canal L , no PHR (m)
y	Profundidade do escoamento (m)
R_H	Raio hidráulico (m)
SL	Superfície Livre
τ	Tensão de arrastamento desenvolvida na superfície de deslizamento (KN/m ²)
τ_c	Tensão critica de arrastamento (KN/m ²)
τ_e	Tensão de arrastamento efectiva na superfície do solo (KN/m ²);
τ_0^f	Tensão tangencial resultante da acção do escoamento no fundo do canal (KN/m ²)
τ_0^m	Tensão tangencial resultante da acção do escoamento nas margens do canal (kN/m ²)
n_b	Valor base do coeficiente de Manning (n), para um canal rectilíneo e uniforme com materiais naturais

U	Velocidade média do escoamento (m/s)
U_c	Velocidade crítica do material (m/s)
U_c^m	Velocidade crítica na margem (m/s)
U_c^f	Velocidade crítica no fundo (m/s)
U_b	Velocidade na interface do revestimento com a camada base (m/s)
U_e	Velocidade admissível (m/s)
ν	Viscosidade cinemática da água (m ² /s)

INTRODUÇÃO

Todos os cursos de água naturais procuram o seu equilíbrio de uma forma dinâmica.

O equilíbrio de um rio traduz-se no seu desenvolvimento natural, erodindo em determinadas zonas e depositando em outras, diminuindo assim, a sua declividade longitudinal (figura 1.1). A natureza oferece facilidades para que um curso de água mude de direcção, desde a disposição geológica local, sedimentos, acidentes geológicos, acidentes naturais, como: queda de árvores, deslizamento de terras, ou artificiais, com a intervenção humana.

A formação de um meandro compreende a capacidade em erodir, transportar e depositar o material do meio fluvial, especialmente em curvas onde o gradiente de velocidade, aliado à conformação física e geológica do leito, causa correntes secundárias com movimento rotacional contra as margens, originando processos erosivos e de deposição (o material é erodido da parte concava externa, transportado para jusante e depositado na parte convexa interna).

A estabilidade de um curso de água é entendida como o equilíbrio entre a acção do escoamento sobre o leito do rio e a resistência ao movimento (erosão) dos materiais (sedimentos) que o constituem. O equilíbrio descrito é conseguido pela interacção entre o escoamento da água e sedimentos provenientes da bacia hidrográfica contribuinte, traduzida na evolução e alteração das secções, traçado e declividades dos cursos de água. Esta evolução pode ser natural, em função da ocorrência de grandes cheias, ou em função da evolução contínua do traçado (o que provoca rectificações naturais no mesmo).



Figura 1.1 - Diferentes tipos de canais fluviais [20].

2

CONSIDERAÇÕES HIDRODINÂMICAS DE BASE

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE MORFOLOGIA DE RIOS

Os engenheiros civis, no âmbito da hidráulica, podem ser requisitados para a resolução de problemas de projecto, manutenção e melhoramento de canais fluviais.

Conhecidas as características principais, como o caudal de projecto, o declive, o caudal sólido afluente e a granulometria do material sólido constituinte do canal fluvial, o problema a resolver consiste na determinação da largura e altura da secção transversal do escoamento e do declive do talvegue do curso de água, de forma que este se mantenha em equilíbrio dinâmico ou em regime. O declive de equilíbrio está limitado pelo declive do terreno, não podendo excedê-lo. Pode, porém, ser inferior se forem instaladas estruturas de queda.

Um canal encontra-se em equilíbrio dinâmico se, não sendo revestido e estando sujeito à erosão, ou deposição generalizada, esses efeitos se anulam ao fim de um ou mais ciclos anuais, mantendo-se, em média, o mesmo perfil longitudinal ao longo do tempo [13].

A maior parte dos sedimentos do sistema fluvial são originados pela degradação das rochas e transportados pelos cursos fluviais através da velocidade do fluxo fluvial. A quantidade e qualidade dos materiais transportados por uma corrente estão relacionadas com sua velocidade e com a rugosidade do fundo, os quais determinam a dinâmica das partículas distribuídas na massa líquida.

A morfologia dos rios depende da interação entre o escoamento e os materiais transportados, que proporcionam além dos diferentes padrões de canais e planícies de inundação, uma grande variedade morfológica.

Da perspectiva geomorfológica, os cursos de água são agentes essenciais de erosão e transporte de sedimentos que, cada ano e em função das condições de pluviosidade na bacia hidrográfica, transferem grandes quantidades de material sólido desde o interior dos território drenantes até às zonas mais baixas dos mesmos.

O ecossistema fluvial varia em cada tramo do rio, desde a sua nascente até à sua embocadura, podendo diferenciar-se em três tramos: alto, médio e baixo.

O caudal líquido e sólido, condicionam a morfologia de um curso de água, de acordo com o regime de escoamento, e pendente do vale, em função das características geológicas e da cobertura vegetal do rio ou zona ribeirinha.

O regime de escoamento do curso de água, revela a importância do caudal, como característica dominante, enquanto a pendente do vale está directamente relacionada com a inclinação de equilíbrio

da linha de água. Assim, o traçado de um rio descreve o seu tipo de trajectória em planta, sendo a sua sinuosidade estimada pelo coeficiente entre a longitude do rio (L_R), e a longitude do vale num tramo (L_V), denominado de coeficiente de sinuosidade $\frac{L_R}{L_V}$ (figura 2.3 b), que permite diferenciar três tipos de traçados: recto, meandrizado e entrançado.

- Traçado Recto, relativo a coeficientes de sinuosidade inferiores a 1,5, pelo que o troço é unicamente recto. Os tramos rectos são instáveis no meio natural, portanto, praticamente inexistentes, podendo observar-se ocasionalmente em pequenos rios, com baixo caudal.
- Traçado Meandrizado, é relativo a valores do coeficiente de sinuosidade superiores a 1,5, resultado da baixa pendente. O rio evolui ao longo da bacia, com grande número de troços em curva. Os tramos meandrados desenvolvem-se com o aumento da magnitude do curso de água, em pendentes suaves.
- Traçado Entrançado, é característico dos tramos de maior pendente, ou quando a carga sólida é elevada, sendo caracterizado pela formação de cursos de água largos e pouco profundos, que se dividem em vários braços, onde se evidenciam ilhas intercaladas, unindo-se e separando-se, como tranças. Os tramos entrançados correspondem a uma ampla variação de caudais, mas sempre com elevadas pendentes, e onde a capacidade de carga de sedimentos elevada, comparativamente com os tramos meandrados e rectos.

Pode dizer-se que as linhas de água em geral possuem um perfil e uma ocupação típica, conforme as figuras 2.1., 2.2 e 2.3 ilustram.

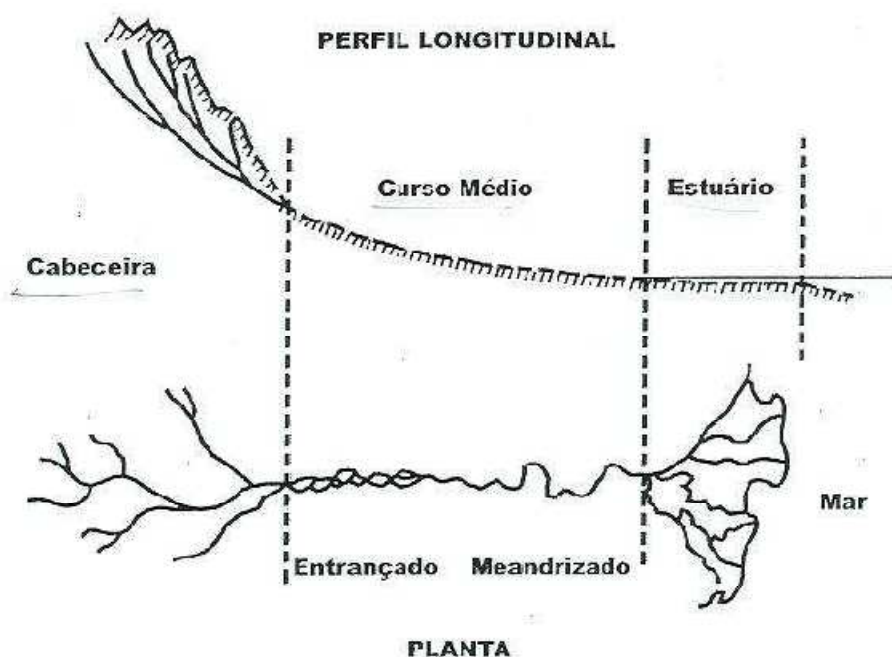


Figura 2.1 - Principais tipos de padrões de traçado fluvial [13].

Um canal rectilíneo não tem tendência a desenvolver meandros, a menos que a inclinação do vale seja maior que uma inclinação limite, denominada de inclinação de equilíbrio, ou seja, sempre que a inclinação do terreno onde progride o curso de água for maior que a inclinação de equilíbrio, ocorre a formação de meandros, de forma a dissipar a energia do escoamento.

Caso essa inclinação seja aumentada, passamos de um rio meandrado a um rio entrançado, que dissipa a energia enquanto acompanha a inclinação do vale.

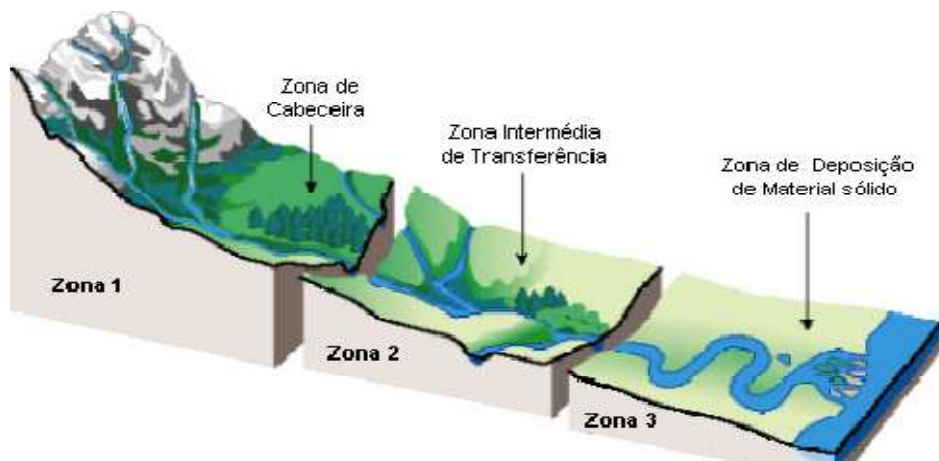


Figura 2.2 - Desenvolvimento de um curso de água [20].

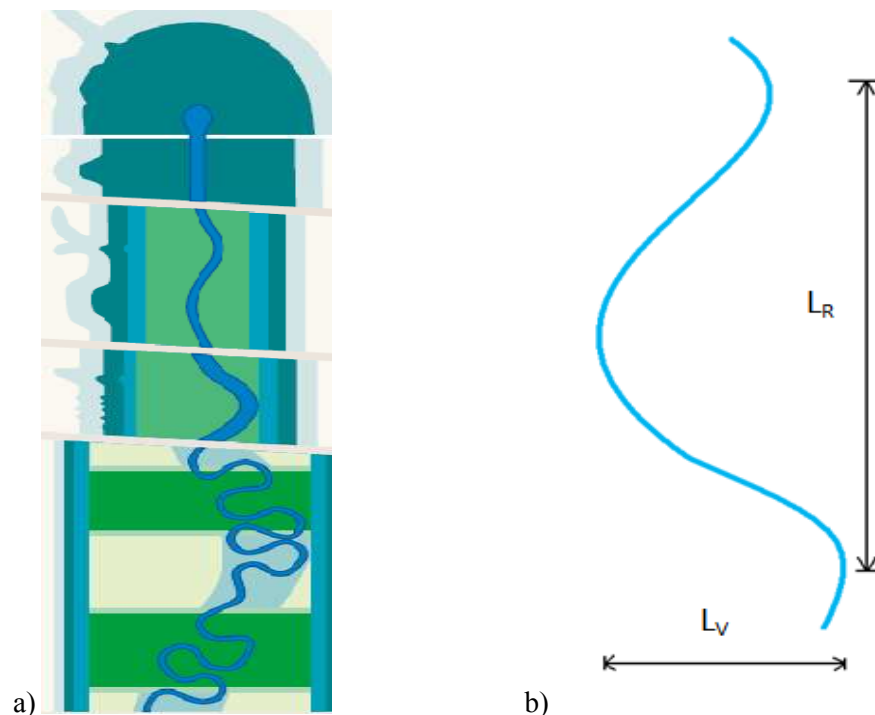


Figura 2.3 – a) Esquema em planta de um curso de água, desde a zona de cabeceira até à zona de deposição do material sólido. b) Traçado de um rio, pelo que a sinuosidade é determinada por $\frac{L_R}{L_V}$.

A zona de cabeceira, definida na figura 2.2, como zona 1, é caracterizada por tramos entrancados, onde predominam elevadas pendentes, grandes velocidades, provocando arrastamentos intensos de material sedimentar. O material sedimentar que predomina nas zonas de cabeceira é o calhau rolado, de grandes dimensões, enquanto os sedimentos menores são arrastados na totalidade para jusante, até serem atingidas velocidades suficientemente baixas que permitam a sua sedimentação.

Relativamente à zona 2, definida como zona intermédia de transferência ou curso médio, é característica de regiões de passagem entre as grandes montanhas e os vales. As velocidades na linha de água podem ser elevadas em determinados troços, sendo que o seu perfil longitudinal é inicialmente entrancado, passando a um perfil meandrado, à medida que a pendente vai diminuindo.

A zona 3 denomina-se de estuário, é uma zona com baixas velocidades de escoamento, e por isso, grandes deposições de material sólido, próprio de vales abertos, com grandes áreas de inundação, onde predominam os sedimentos de granulometria fina.

As linhas de água podem possuir, para além do leito menor e do leito maior (leito de cheias), uma bancada adicional que pode ter ou não sido provocada por erosão contínua do escoamento (figura 2.4).

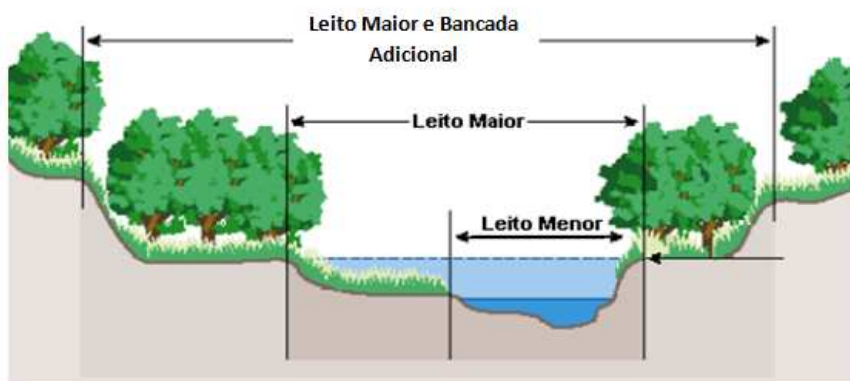


Figura 2.4 - Perfil Transversal Tipo de linha de água [20].

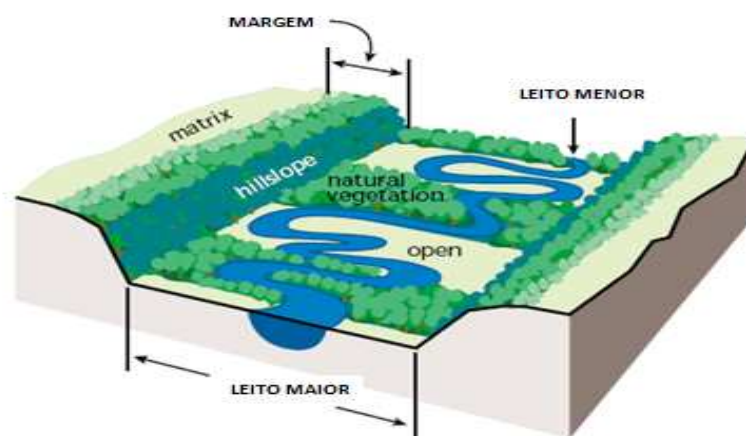


Figura 2.5 - Vista geral sobre a configuração do canal fluvial [20].

Quando o leito maior é inexistente ou foi sucessivamente ocupado, podem ocorrer cheias, um fenómeno perfeitamente natural mas que se revela bastante preocupante devido às consequentes perdas de material sedimentar.

O papel desempenhado pela regularização fluvial torna-se pois evidente, uma vez que a sua execução irá aumentar as garantias de uma protecção mais eficiente, em caso de cheias.

O caudal dominante é definido como o caudal de secção cheia ou caudal modelador da secção transversal, no qual ocorre a mínima relação entre a largura e profundidade do canal fluvial (figura 2.6). O caudal dominante desenvolve a maior acção de modelação sobre o canal fluvial, pois um canal de grandes dimensões é pouco frequente e apenas incrementará a velocidade do escoamento ou a tensão tangencial. Foi definido por alguns autores, como o caudal que ocorre 2 vezes ao ano, enquanto segundo outros autores, este caudal tem um período de retorno de 1,4 anos. Para Portugal adopta-se um período de retorno entre 1,5 a 2 anos [13].

O caudal dominante é determinante para a geometria hidráulica do canal fluvial (figuras 2.6 e 2.7).

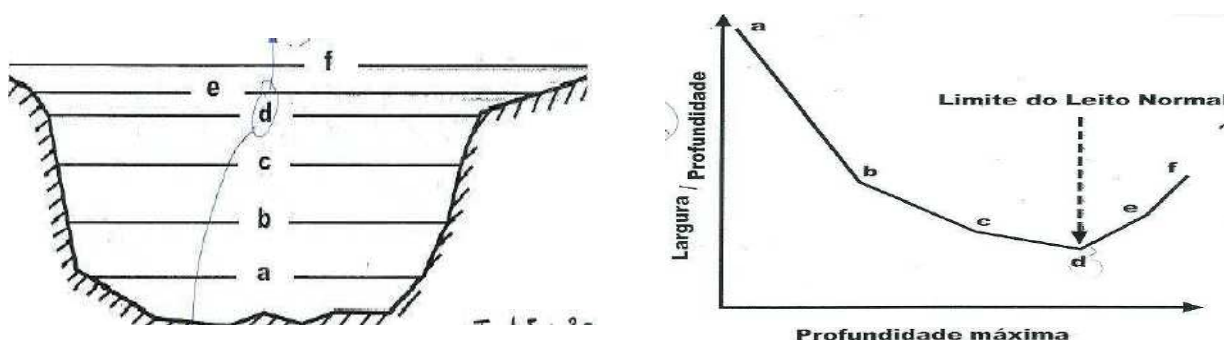


Figura 2.6 - Caudal Modelador [13].

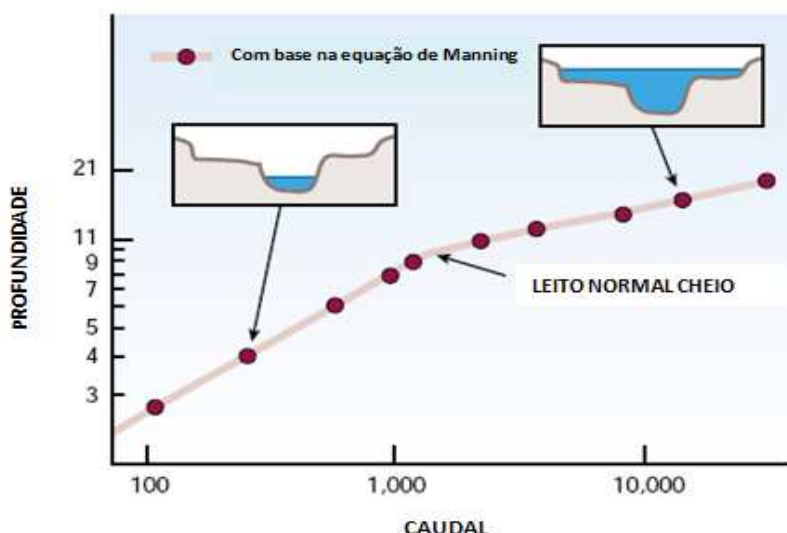


Figura 2.7 - Representação gráfica da relação entre o caudal e a profundidade numa dada secção de um canal fluvial [20]

Deve-se analisar a geometria de um rio ou canal, sabendo que lhe é permitido todos os graus de liberdade, pelo que um rio é uma corrente de água que tenta formar o seu canal, ajustando livremente a sua largura, profundidade, desenvolvimento longitudinal e transversal.

2.2 ESCOAMENTOS COM SUPERFÍCIE LIVRE

2.2.1. CLASSIFICAÇÃO DOS ESCOAMENTOS COM SUPERFÍCIE LIVRE.

A noção de escoamento com superfície livre liga-se aos movimentos interiores em que há a considerar simultaneamente, ao longo do escoamento, uma superfície de contacto com fronteiras sólidas e outra, a superfície livre, de contacto com um meio exterior gasoso, geralmente a atmosfera.

Na superfície livre, as pressões mantêm-se constantes e iguais às exercidas pelo meio gasoso (no caso mais frequente, a pressão atmosférica). Os rios, ribeiras, canais de irrigação, aquedutos, entre outros, são óptimos exemplos de escoamentos em regime de superfície livre.

No caso de canais, os problemas apresentados são de resolução mais complexa, pois a superfície livre pode variar no tempo e no espaço, variando também a profundidade do escoamento, a inclinação do fundo e a inclinação da superfície livre [15].

Os Tipos de Escoamento que podem ocorrer em superfície livre, classificam-se consoante o regime.

- Regime Permanente
 - Regime Uniforme
 - Regime Variado (gradualmente ou bruscamente)
- Regime Não Permanente

Os escoamentos são permanentes uniformes quando a altura (y), o caudal (Q), e velocidade (U), e de modo geral, qualquer variável referenciável a uma secção transversal do escoamento é constante.

No caso de o escoamento ser permanente variado, a velocidade média não se mantém constante ao longo do canal, podendo verificar-se um dos seguintes casos: caudal constante e secção variável ou caudal variável e secção também variável. A situação de caudal variável e secção constante, que pode conduzir a escoamento variado, não tem realização prática nos escoamentos de superfície, já que uma modificação de caudal acarreta uma modificação de secção.

O escoamento variado em canais é muito mais frequente que o regime uniforme, mas, desde que o caudal se mantenha constante e o canal seja prismático, o escoamento tenderá, a uma distância suficientemente grande de qualquer singularidade, para um regime de equilíbrio, quer em termos energéticos, quer em termos de quantidade de movimento, correspondente ao regime uniforme.

Os escoamentos permanentes variados distinguem-se entre gradualmente variados e rapidamente variados. No regime permanente gradualmente variado, os filetes mantêm-se sensivelmente rectilíneos e as velocidades são aproximadamente normais às secções rectas do escoamento, nas quais é legítimo considerar que a distribuição de pressões é do tipo hidrostático. O escoamento gradualmente variado verifica-se normalmente em grandes extensões de canal e é designado por regolfo. Ao perfil longitudinal da superfície livre em regime gradualmente variado dá-se a designação de curva de regolfo.

No regime permanente rapidamente variado, os filetes líquidos apresentam-se com curvatura apreciável e, consequentemente, a distribuição de pressões na secção transversal do escoamento não é do tipo hidrostático. Verificam-se normalmente em trechos relativamente pouco extensos de canal, associando-se também com frequência a zonas de regime gradualmente variado [15].

Os escoamentos em regime não permanente ocorrem com variação conjunta da secção e do caudal, já que a alteração duma destas características arrasta necessariamente a variação da outra.

2.2.2. TIPOLOGIA DE CANAIS

De acordo com a respectiva origem, pode distinguir-se entre canais naturais e artificiais.

Os canais naturais incluem todos os cursos de água naturais, como torrentes, rios e ribeiros, embocaduras de estuários.

As propriedades hidráulicas dos canais naturais são, em regra, difíceis de definir dada a sua irregularidade, tornando-se necessário, em certos casos, recorrer a hipóteses empíricas, razoavelmente de acordo com a experiência, que permitam um tratamento analítico destes escoamentos de acordo com os princípios da hidráulica teórica.

Para um estudo cuidado do comportamento do escoamento em canais naturais, torna-se ainda, necessário recorrer a conhecimentos de outros campos, como a hidrologia, geomorfologia, transporte de sedimentos.

Os canais artificiais resultam da actividade do homem. Incluem-se nesta subdivisão canais de navegação, canais de irrigação, canais de drenagem, colectores de drenagem, entre outros, bem como canais para realização de ensaios laboratoriais.

2.2.3. GEOMETRIA DOS CANAIS

2.2.3.1. Características geométricas em perfil longitudinal

O talvegue de um canal (lugar geométrico constituído pelos pontos que, em cada uma das sucessivas secções do canal, se situam a cota mais baixa) após planificação da superfície lugar geométrico das rectas verticais que nele se apoiam, adquire uma configuração que se designa por perfil longitudinal do leito do canal.

A superfície livre, a linha piezométrica e a linha de energia poderão representar-se em perfil mediante a planificação.

Representando por θ o ângulo que a tangente ao perfil longitudinal do leito forma com a horizontal, tem-se que a inclinação ou declive, i , do canal é dada por:

$$i = \operatorname{tg} \theta \quad (2.1)$$

Indicando por z a cota do talvegue num ponto caracterizado por uma coordenada s considerada ao longo do mesmo talvegue, tem lugar a relação:

$$\text{sen } \theta = -\frac{\partial z}{\partial s} \quad (2.2)$$

Com sinal negativo por se considerar que o declive é positivo quando o canal é inclinado no sentido do escoamento.

Outra característica importante em perfil longitudinal é a inclinação i da superfície livre, definida de modo análogo.

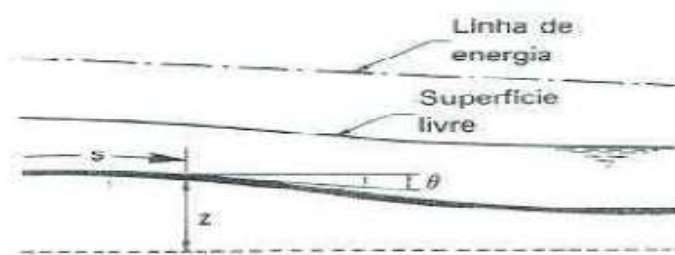


Figura 2.8 - Perfil longitudinal de um canal [15].

2.2.3.2. Tipologia de secções

As secções dos canais naturais são, em geral, muito irregulares, variando desde uma configuração que se aproxima de uma parábola até uma configuração aproximadamente trapezoidal. Para cursos de água sujeitos a cheias pode distinguir-se uma secção principal, correspondente ao leito menor, para os caudais normais e uma ou mais secções laterais, correspondentes ao leito maior, ocupadas em ocasiões de cheias.

Os canais artificiais são, em geral, projectados com secções de forma geométrica regular. A secção trapezoidal é a mais comum em canais abertos no terreno, visto que, diz respeito a inclinações estáveis das margens. O rectângulo e o triângulo podem considerar-se casos especiais da secção trapezoidal, correspondendo o rectângulo a margens estáveis e o triângulo a pequenos canais, como por exemplo valetas.

2.2.3.3. Características Geométricas da secção transversal

As características geométricas são as propriedades da secção de um escoamento que podem ser completamente definidas pela geometria da secção do canal e pela profundidade do escoamento. Referem-se desde já algumas características geométricas importantes das secções dos canais, partindo do princípio de que se trata de secções planas.

A profundidade ou altura da água na secção (y) (figura 2.9), é a distância medida na secção do canal segundo a linha de maior declive, entre o próprio talvegue e a superfície livre. Em vez desta dimensão, é muitas vezes usada a altura ou profundidade da água no canal, que é a distância vertical entre o ponto do talvegue na secção considerada e a superfície livre.

Para um canal com uma inclinação, correspondente ao ângulo θ , a profundidade na secção em regime uniforme é igual à profundidade no canal multiplicada pelo coseno do ângulo θ .

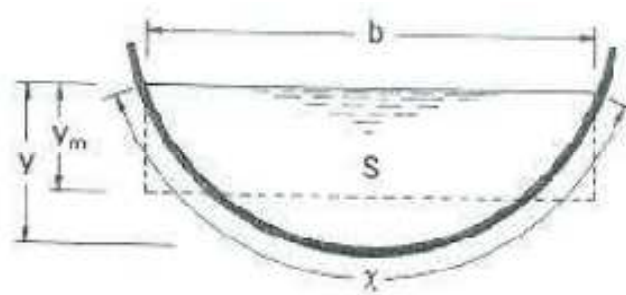


Figura 2.9 - Características geométricas da secção de um canal [15].

A largura superficial do escoamento, que será indicada por b , é outro elemento de interesse.

A área da secção transversal do escoamento (S), é a área da secção normal aos filetes líquidos, também denominada de secção molhada. Representa a área ocupada pelo escoamento, dentro do canal fluvial.

O perímetro molhado (χ) (figura 2.10), é o comprimento da curva de intersecção da secção do escoamento com a superfície de contacto entre as paredes sólidas e o líquido, ou seja, o desenvolvimento da curva segundo a qual o líquido contacta com as paredes sólidas na secção, é a representação da fronteira limite da secção de escoamento, junto aos taludes e leito do canal, sem abranger a superfície livre de contacto com a atmosfera.

O raio hidráulico (R_H), é o quociente entre a área da secção transversal do escoamento e o perímetro molhado.

$$R_H = \frac{S}{\chi}$$

(2.3)

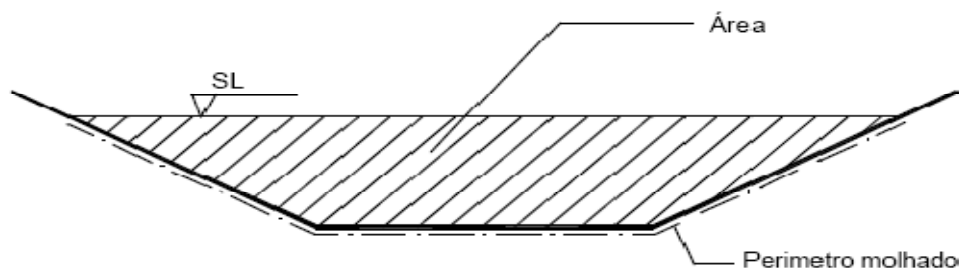


Figura 2.10 - Perfil transversal Tipo de um canal fluvial.

A profundidade média (y_m), é o quociente da área da secção transversal do escoamento pela largura superficial, ou seja a altura do rectângulo cuja base é igual a b e cuja área é igual a S .

$$y_m = \frac{S}{b} \quad (2.4)$$

2.2.3.4. Relações entre as características geométricas das secções.

Quando se trata de secções de forma regular, é possível escrever relações analíticas simples entre as diferentes características geométricas e a altura de água ou outros parâmetros representativos da secção, designados genericamente por parâmetros seccionais (figura 2.11).

Tal possibilidade não existe, no entanto, para configurações complicadas ou irregulares, recorrendo-se a outros tipos de relações, em particular expressas sob a forma gráfica.

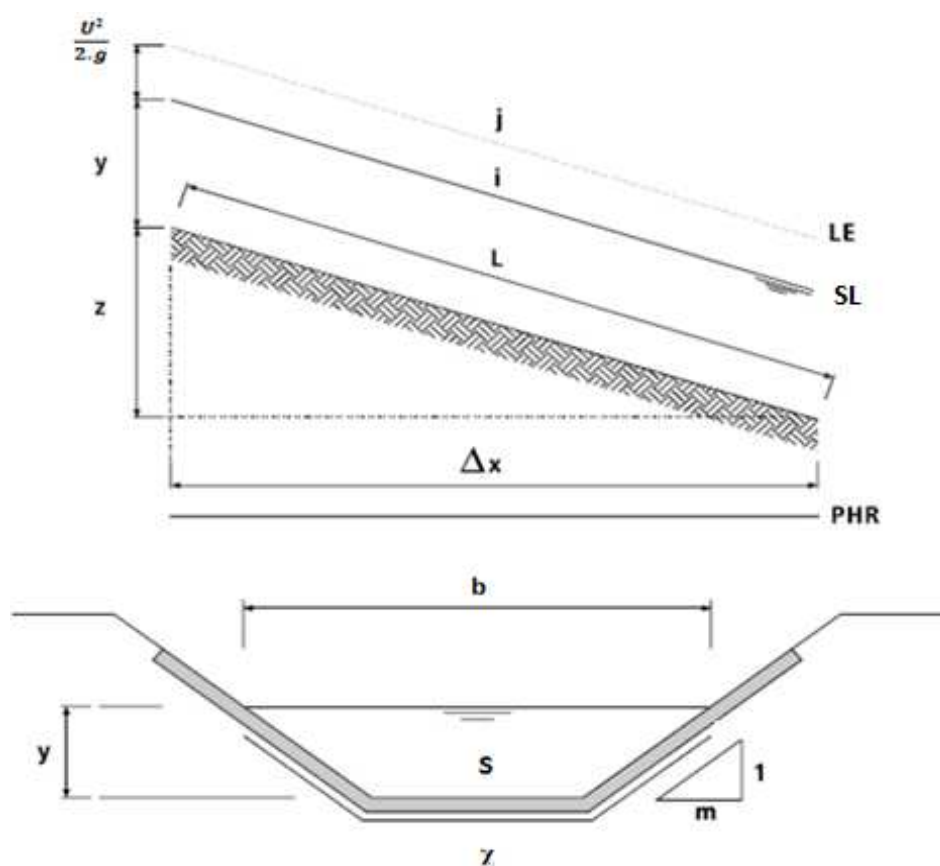


Figura 2.11 - Parâmetros geométricos e hidráulicos que caracterizam o escoamento num curso de água em regime permanente e uniforme.

Onde,

- PHR* - Plano horizontal de referência;
- SL* - Superfície Livre;
- LE* - Linha de energia;
- y* - Profundidade máxima da água (m);

z	- Cota de fundo do canal em relação ao PHR (m);
L	- Comprimento do trecho do canal estudado (m);
Δx	- Projecção do comprimento do canal L , no PHR (m);
i	- Declive longitudinal do leito do canal (m/m);
j	- Declive da linha de energia (m/m);
m	- Declive dos taludes laterais (m/m);
i_a	- Declive da linha de água (m/m);
$\frac{U^2}{2.g}$	- Parcela da energia cinética total (m);
U	- Velocidade média do escoamento (m/s);
S	- Área da secção transversal do escoamento (m ²);
χ	- Perímetro molhado (m);
b	- Largura superficial do escoamento (m);
Q	- Caudal (m ³ /s);
R_H	- Raio hidráulico (m).

No caso de canais artificiais, a forma trapezoidal torna-se a mais utilizada. Assim, para um canal trapezoidal, representa-se por L , a largura do fundo do canal e por m o declive dos taludes laterais, de onde resulta [15]:

- Largura Superficial do Escoamento:

$$b = L + \frac{2 \cdot y}{m} \quad (2.5)$$

- Área da Secção Transversal do Escoamento:

$$S = \left(L + \frac{y}{m} \right) \cdot y \quad (2.6)$$

- Perímetro Molhado:

$$\chi = L + \frac{2 \cdot y}{m} \cdot \sqrt{m^2 + 1} \quad (2.7)$$

- Profundidade Média ou Profundidade Hidráulica:

$$y_m = \frac{m.L + y}{m.L + 2.y} \cdot y \quad (2.8)$$

- Raio Hidráulico:

$$R = \frac{m.L + y}{m.L + 2.y \cdot \sqrt{m^2 + 1}} \cdot y \quad (2.9)$$

Para canais com secções irregulares, o processo clássico de estabelecimento de relações entre características consiste em definir por pontos num diagrama cartesiano as curvas que traduzem tais relações. Assim, se se pretender representar a relação entre um parâmetro seccional, P , e por exemplo, a altura de água, medem-se, ou calculam-se a partir de medições efectuadas, os valores de P correspondentes a diferentes alturas de água, y_1 , y_2 , y_3 , ..., representam-se então no diagrama cartesiano os pontos correspondentes aos pares de valores obtidos e traça-se finalmente a curva que melhor representa esse conjunto de pontos (figura 2.12).

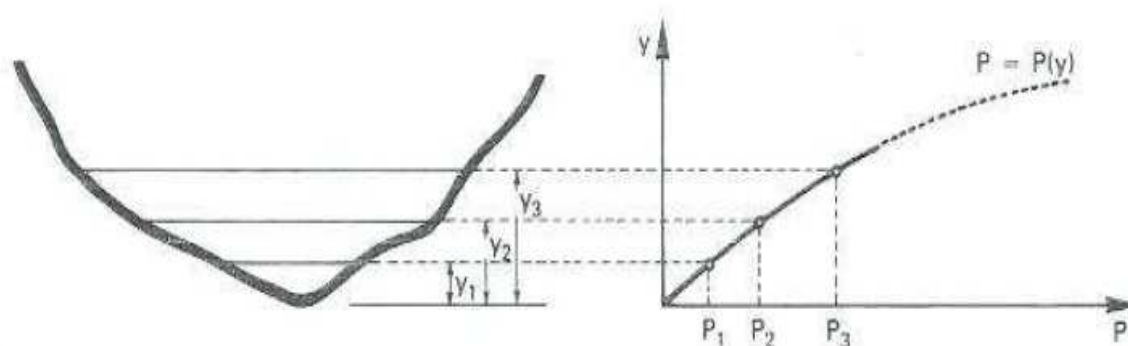


Figura 2.12 - Relação gráfica entre parâmetros característicos de uma secção [15].

2.2.4. EQUAÇÃO DE CONTINUIDADE

O caudal numa dada secção transversal é controlado pela fórmula simplificada da equação de continuidade:

$$Q = U \cdot S \quad (2.10)$$

O valor da área da secção transversal de uma dada secção de um rio ou canal, torna-se um problema de geometria. A área é determinada com base na fronteira rígida da secção molhada do canal e a superfície da linha de água. Para o cálculo da área de uma dada secção do canal, o perímetro molhado, a profundidade média, largura do leito do rio, e o raio hidráulico são parâmetros a considerar.

As equações do escoamento uniforme devem ser usadas para estimar a velocidade média em função dos parâmetros hidráulicos da secção transversal.

2.3 TEOREMA DE BERNOULLI EM ESCOAMENTOS COM SUPERFÍCIE LIVRE.

2.3.1. TEOREMA DE BERNOULLI

As equações gerais do movimento dos fluidos são de difícil aplicação aos problemas correntes, tornando-se necessário recorrer a relações mais simples que, embora não caracterizando o escoamento em todos os seus pormenores, permitem quantificar parâmetros importantes relativos a esse escoamento.

O teorema de Bernoulli aos escoamentos de superfície livre, traduz uma adequada adaptação das equações gerais do movimento dos fluidos a este tipo de escoamentos. As condições fronteira são, muito particularmente, definidas por coeficientes globais, já que a distribuição de velocidades é influenciada pela rugosidade e configuração das paredes e pela ordem de grandeza das mesmas velocidades, enquanto que, o coeficiente de distribuição de pressões está directamente relacionado com a curvatura dos filetes e da secção [15].

A expressão global generalizada do teorema de Bernoulli, aplicável aos escoamentos com superfície livre, pode escrever-se [15]:

$$\frac{\partial}{\partial s} \left(z + \lambda \cdot y + \frac{U^2}{2 \cdot g} \right) = - \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial U}{\partial t} + j \quad (2.11)$$

O coeficiente de distribuição de pressões (λ), tem por expressão [15]:

$$\lambda = \beta \cdot \cos \theta \quad (2.12)$$

Em que β é o coeficiente de Jaeger-Manzanares.

No primeiro membro da equação (2.11), tem-se a variação da energia mecânica total da unidade de peso da partícula, por unidade de percurso, dado pela seguinte equação (2.13) [15].

$$H = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{U^2}{2 \cdot g} \quad (2.13)$$

A energia mecânica representa a soma das energias potenciais de posição, piezométrica e cinética, habitualmente designada nos escoamentos com superfície livre, por energia (linha de energia).

No segundo membro da mesma equação (2.11), figura o trabalho realizado, por unidade de peso e por unidade de percurso, pelas forças locais de inércia e pelas forças de resistência ao escoamento.

A variação da energia mecânica total é igual ao trabalho das forças locais de inércia e de resistência ao escoamento, ou seja, toda a energia perdida é consumida em trabalho. O teorema de Bernoulli representa, portanto, uma equação de balanço de energia.

A aplicação do teorema de Bernoulli a escoamentos de superfície livre, pressupõe, pois, que se verifiquem as condições de validade da equação de Bernoulli, ou seja:

- a equação é aplicada a secções normais em cada ponto às velocidades das partículas;
- em todos os pontos da secção os planos osculadores das trajectórias são verticais;
- as trajectórias com plano osculador comum têm as normais principais coincidentes.

Pode então afirmar-se que o teorema de Bernoulli é facilmente aplicável aos movimentos permanentes, quando sejam conhecidas as perdas de energia, e escolhendo convenientemente as secções a que o teorema de aplica, de modo que nela tenham lugar distribuições hidrostáticas de pressões.

2.3.2. DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES NA SECÇÃO TRANSVERSAL

Em canais fluviais, a diferença de pressões entre a superfície livre e o fundo não pode ser ignorada. A pressão em cada ponto da secção de um escoamento é medida pela altura que a coluna de água atinge num tubo piezométrico instalado nesse ponto perpendicularmente aos filetes. Se estes são todos rectilíneos e paralelos, então analisando uma secção recta, a coluna de água deve subir desde o ponto de medida até à superfície livre, isto se, forem ignoradas as pequenas perturbações devidas à turbulência, entre outras (figura 2.13) [15].

Sendo assim, a pressão em qualquer ponto é directamente proporcional à profundidade a que este se situa e, na expressão do teorema de Bernoulli, a altura piezométrica corresponde à profundidade da água na secção multiplicada por coseno de θ . Nesta análise a distribuição de pressões é do tipo hidrostático e o coeficiente β vale 1. Estas considerações são ainda suficientemente aproximadas nos escoamentos gradualmente variados, em que os filetes apresentam ligeira curvatura.

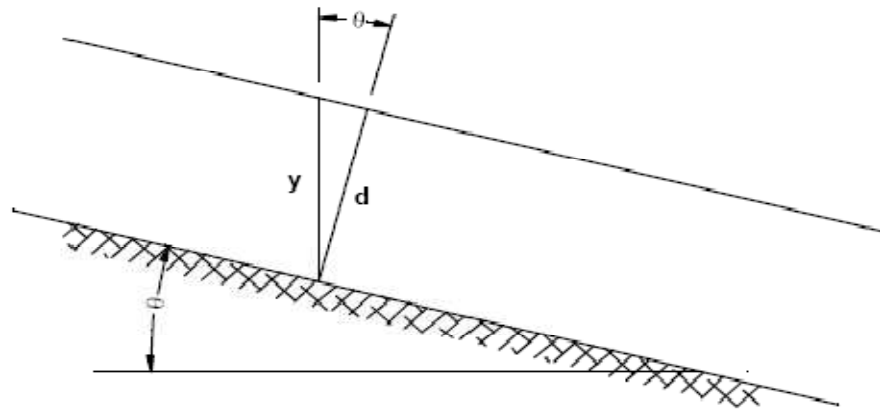


Figura 2.13 - Parâmetros geométricos e hidráulicos que caracterizam o escoamento num curso de água em regime permanente e uniforme [15].

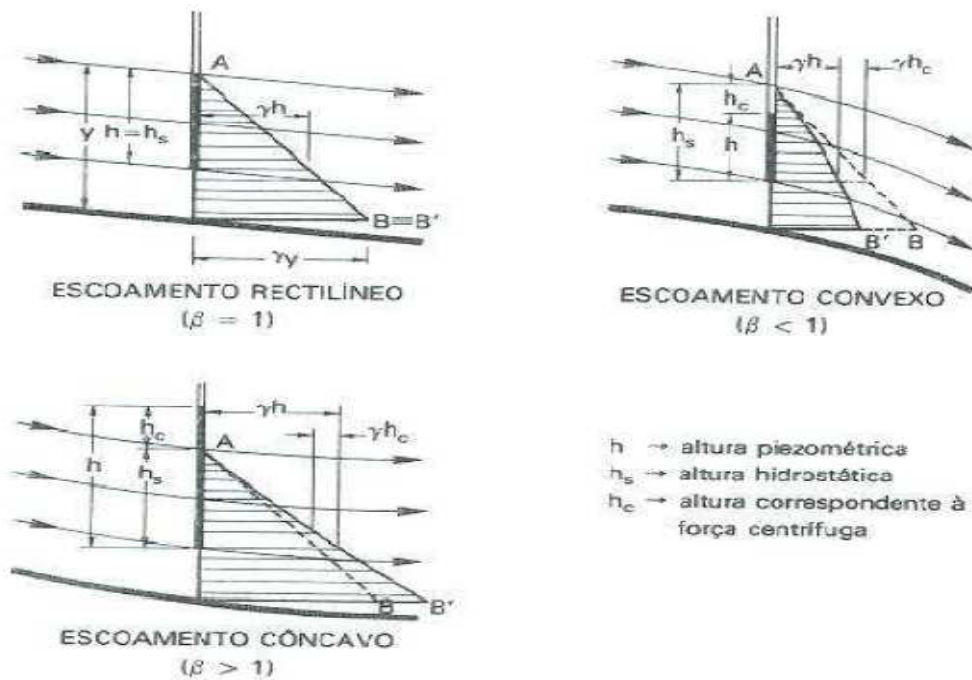


Figura 2.14 - Distribuição de pressões em secções verticais de canais [15].

Se o escoamento não é rectilíneo, a curvatura determina o aparecimento de uma apreciável componente da aceleração ou força centrífuga normal à direcção do movimento, desviando-se a distribuição de pressões da configuração hidrostática.

As novas configurações podem ser côncavas ou convexas, como se ilustra na figura 2.14.

No escoamento côncavo as forças centrífugas são dirigidas de cima para baixo, reforçando a acção da gravidade, pois a pressão é maior que a existente no escoamento rectilíneo, e o coeficiente de distribuição de pressões tem um valor superior à unidade. É a situação que se verifica, por exemplo, no escoamento sob uma comporta.

No escoamento convexo, sucede o inverso, a pressão é inferior à que se verifica no escoamento rectilíneo e o coeficiente β é menor que 1.

De acordo com as considerações anteriores, compreende-se que a determinação do coeficiente da distribuição de pressões seja feita a partir do conhecimento da curvatura dos filetes, sendo que em certos casos, se assimila o escoamento a um movimento potencial, sendo a configuração das linhas de corrente obtida a partir da respectiva rede de escoamento [15].

2.3.3. - DISTRIBUIÇÃO DE VELOCIDADES NA SECÇÃO TRANSVERSAL

Devido à presença de uma superfície livre e à influência das paredes, as velocidades não se distribuem uniformemente na secção do canal (figura 2.15 e 2.16). O atrito entre a superfície livre, o ar e a resistência oferecida pelas paredes e pelo fundo originam diferentes velocidades numa mesma secção de trecho de água.

A velocidade máxima verifica-se, em canais ordinários, a uma profundidade que varia entre cerca de 25% e cerca de 5%, ou mesmo menos, da profundidade total da água abaixo da superfície livre. A localização do ponto de velocidade máxima é tanto mais baixa, quanto mais próximas se encontram as margens no canal.

Para além da velocidade máxima e da velocidade média na secção, atribui-se também um certo relevo ao maior valor da velocidade superficial, que se verifica na zona central da superfície livre, denominada *filão*. A velocidade média está frequentemente compreendida entre 70% e 80% da velocidade do filete superficial, pelo que a detecção desta pode permitir definir a ordem de grandeza da velocidade média do escoamento [15].

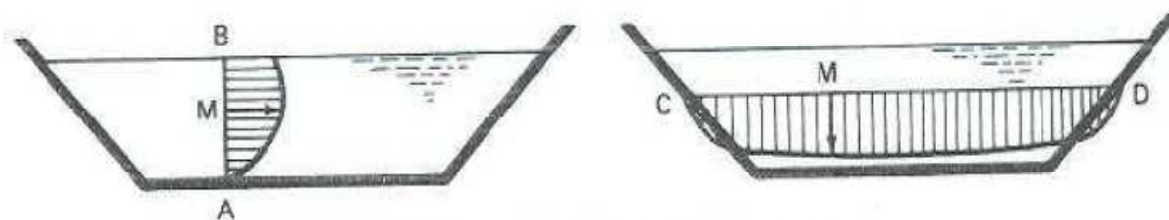


Figura 2.15 - Perfis de velocidades em canais [15].

Na figura 2.17, esboçam-se para um canal de secção trapezoidal, as distribuições de velocidades, numa dada secção transversal do canal.

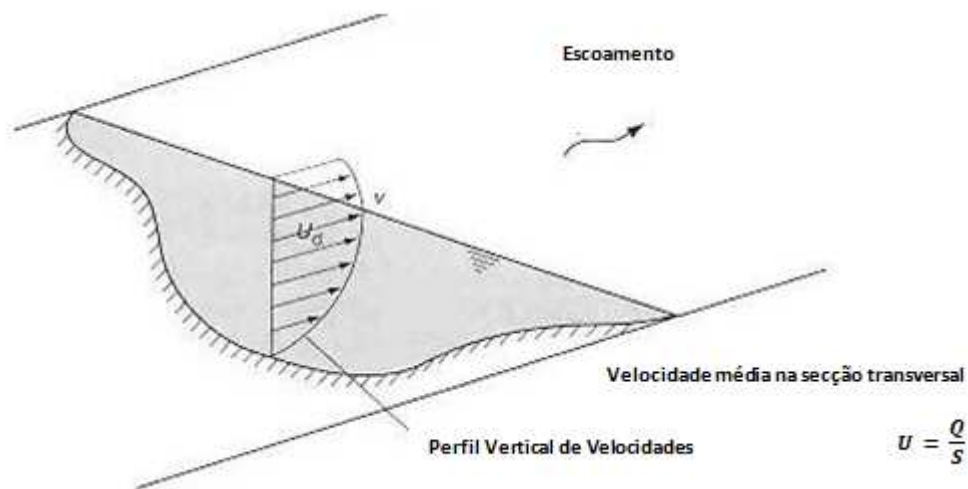


Figura 2.16 - Velocidade do escoamento na secção transversal do canal [10].

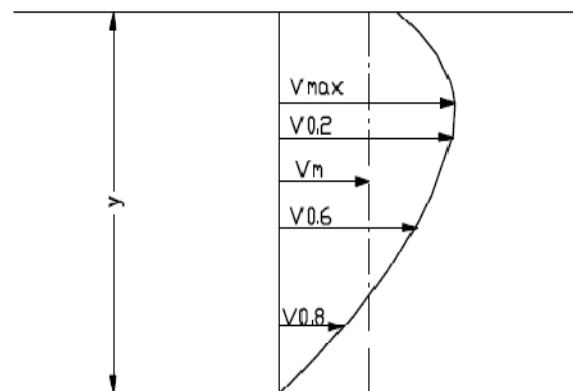


Figura 2.17 - Distribuição de velocidades num canal de secção trapezoidal [10].

Alguns investigadores, no entanto, consideram que o cálculo exacto da velocidade média numa dada secção, deve ser obtida através seguinte equação [15]:

$$U_{média} = \frac{U_{0,2} + U_{0,8} + 2 \cdot U_{0,6}}{4} \quad (2.14)$$

Na análise da distribuição de velocidades na secção transversal, as isotáquicas, aparecem representadas como curvas, ou seja, são os lugares geométricos dos pontos de igual velocidade e constituem uma representação sugestiva da distribuição de velocidades. Com efeito, dispondo-se dos diagramas de isotáquicas – de que se apresentam exemplos na figura 2.18, para diferentes secções e escoamentos – é possível determinar o caudal escoado, a velocidade média, os coeficientes de quantidade de movimento, e de energia cinética, entre outros parâmetros ligados à distribuição de velocidades na secção [15].

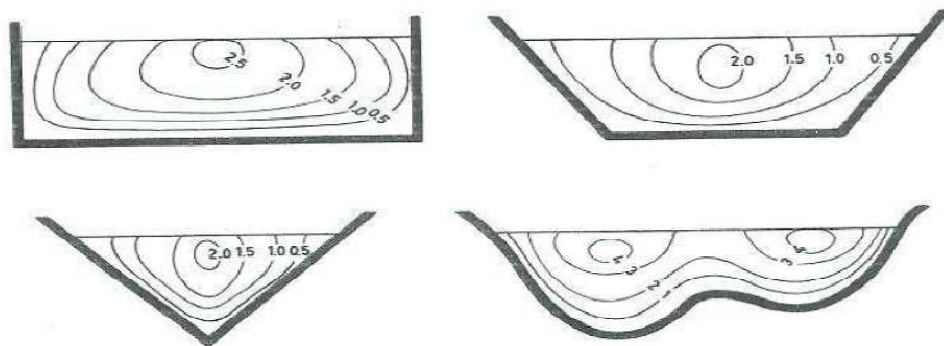


Figura 2.18 - Diagrama de isotáquicas [15].

A representação por isotáquicas é semelhante à representação do relevo por curvas de nível, pelo que é corrente atribuir-se àquelas linhas o significado de linhas de nível de um hipotético sólido de velocidades, cujo volume, atendendo a que as respectivas cotas representam velocidades, traduz o caudal escoado.

Um dos métodos de medição de caudais em cursos de água a partir do levantamento da distribuição de velocidades numa dada secção baseia-se precisamente no cálculo do volume do sólido de velocidades.

2.3.4. ENERGIA DO ESCOAMENTO

Qualquer escoamento, independentemente das suas características ou tipologia, possui uma dada energia. Esta energia tem uma componente cinética e outra potencial, as quais passo a descrever.

A energia potencial da mesma partícula pode ser decomposta em três parcelas:

- Forças por unidade de massa;
- Forças de Pressão;
- Forças que traduzem a resistência do meio.

$$E = y + \frac{U^2}{2 \cdot g} \quad (2.15)$$

A energia cinética do escoamento, definida por $\frac{U^2}{2 \cdot g}$, representa a altura cinética, que em termos práticos é definida como a distância entre a linha de energia e a linha piezométrica (figura 2.19).

Todavia, a energia mecânica total da unidade de peso da partícula, é dada pela seguinte equação [15]:

$$H = z + y + \frac{U^2}{2 \cdot g} \quad (2.16)$$

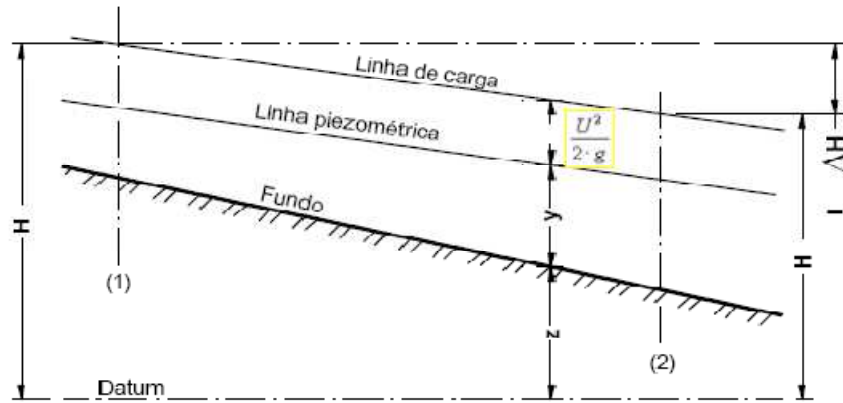


Figura 2.19 - Parâmetros geométricos e hidráulicos que caracterizam o escoamento.

A variação da energia mecânica total é igual ao trabalho das forças locais de inércia e de resistência, ou seja, toda a energia perdida é consumida em trabalho. O teorema de Bernoulli representa, portanto, uma equação de balanço de energia.

A linha piezométrica é o lugar geométrico dos pontos de ordenada, relativamente ao plano horizontal de referência, dada de acordo com a equação 2.17.

$$h = z + \frac{p}{\gamma} \quad (2.17)$$

Em que h , indica a altura que o líquido atingiria no tubo vertical aberto nas extremidades, estando a inferior colocada no ponto da trajectória, perpendicularmente à trajectória.

A linha de carga, ou de energia, é o lugar geométrico dos pontos de ordenada, obtido a partir da adição da componente cinemática do escoamento à linha piezométrica, isto é [15]:

$$H = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (2.18)$$

Esta nova linha representa a altura que atingiria uma partícula líquida, submetida à pressão (p), e animada de velocidade (U), se estas se anulassem.

A diferença ΔH designa-se por perda de energia. A perda de energia é sempre positiva, $\Delta H > 0$, atendendo a que qualquer escoamento é dissipativo, decrescendo a energia mecânica total, assim a energia diminui, quando se caminha para jusante. A linha de energia só poderia ser ascendente no sentido do escoamento, caso ocorresse fornecimento de energia exterior.

2.4 RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO

2.4.1. GENERALIDADES

Nos escoamentos uniformes com superfície livre sobre fronteiras fixas, é possível relacionar, por uma equação de resistência, a velocidade média do escoamento, o raio hidráulico, a perda de carga unitária e a rugosidade das fronteiras. São muito utilizadas, tendo um rigor aceitável, expressões de resistência como as de Chezy ou de Manning-Strickler, mas em contrapartida, apesar do grande esforço de investigação realizado até hoje, a utilização dessas equações em canais de leito móvel envolve incertezas consideráveis, devido à dificuldade de escolha do valor das constantes que as integram.

Assim, um escoamento com superfície livre será condicionado pelos seguintes parâmetros:

- Parâmetro geométrico característico da secção transversal do escoamento que será, o raio hidráulico (R_H), ou uma grandeza linear que lhe seja proporcional;
- Velocidade média do escoamento (U);
- Propriedades do fluido, como a massa volúmica, o peso volúmico, e o coeficiente de viscosidade;
- Tensões tangenciais junto da parede;
- Parâmetros de rugosidade, $k_1, k_2, \dots, k_n$, que podem sempre ser considerados como comprimentos que caracterizam a geometria e a distribuição das irregularidades das superfícies das paredes em contacto com o escoamento.

A utilização prática da equação de Bernoulli pressupõe o conhecimento das perdas de energia, as quais se relacionam com as outras características do escoamento em regime uniforme pelas fórmulas de resistência.

As fórmulas de resistência têm por expressão geral, a seguinte equação.

$$\frac{\Delta H}{L} = \frac{\lambda}{4 \cdot R} \cdot \frac{U^2}{2 \cdot g} \quad (2.19)$$

O coeficiente de resistência (λ), demonstra ser função, dos números de Reynolds (Re) e de Froude (Fr) e dos parâmetros de rugosidade ($k_1, k_2, \dots, k_n$) [15].

$$\lambda = \lambda \left(\frac{4 \cdot U \cdot R}{\nu}, \frac{U^2}{4 \cdot g \cdot R_H}, \frac{k_1}{4 \cdot R_H}, \frac{k_2}{4 \cdot R_H}, \dots, \frac{k_n}{4 \cdot R_H} \right) \quad (2.20)$$

Esta expressão variará de acordo com as características do canal e do regime do escoamento.

As fórmulas de resistência mais utilizadas em escoamentos superfície livre, são a fórmula de Chezy e a fórmula de Manning-Strickler, embora possam referir-se outras mais recentes que podem conduzir a melhores resultados em determinadas condições.

Apresentam-se em seguida as respectivas expressões.

2.4.2. FÓRMULA DE CHEZY

A fórmula de resistência, apresentada na equação (2.19), pode transformar-se em [15],

$$U = \sqrt{\frac{8 \cdot g}{\lambda}} \cdot \sqrt{R \cdot \frac{\Delta H}{L}} \quad (2.21)$$

Considerando um coeficiente C, igual a:

$$C = \sqrt{\frac{8 \cdot g}{\lambda}} \quad (2.22)$$

Resulta,

$$U = C \cdot \sqrt{R \cdot \frac{\Delta H}{L}} \quad (2.23)$$

A expressão (2.23) é conhecida como equação de Chezy, onde C é o coeficiente de Chezy.

Continuando, pode-se representar j, como a perda de energia por unidade de comprimento,

$$j = \frac{\Delta H}{L} \quad (2.24)$$

Tem-se,

$$U = C \cdot j^{1/2} \cdot R^{1/2} \quad (2.25)$$

Através de expressões antigas de origem empírica, como as de Bazin, Kutter, Ganguillet-Kutter, ou por expressões mais recentes, como as de Thijssse, Powell, Crump, Chen Che-Pen, é possível estimar o coeficiente C da equação de Chezy.

Contudo, uma equação foi proposta por Robert Manning em 1889, que através dos resultados provenientes de análises experimentais, conseguiu definir uma relação, que é descrita no ponto 2.4.3.

2.4.3. FÓRMULA DE MANNING-STRICKLER

A equação de Manning foi desenvolvida a partir de condições de escoamento uniforme, nas quais a configuração da linha da superfície do escoamento é paralela com a linha de energia, e a secção do escoamento, raio hidráulico e profundidade média permanecem constantes.

A equação seguinte foi proposta por Robert Manning, para estimar o coeficiente C da equação de Chezy [17].

$$C = \frac{R_H^{1/6}}{n} \quad (2.27)$$

Substituindo-se a equação (2.27) na equação (2.25) obtém-se [17],

$$U = \frac{1}{n} \cdot R_H^{2/3} \cdot j^{1/2} \quad (2.28)$$

Como o regime de escoamento é permanente e uniforme, sabe-se que $i = j$, ou seja, a declividade da linha de energia é igual à declividade do fundo do canal.

Assim obtemos a equação de Manning-Strickler [17],

$$U = \frac{1}{n} \cdot R_H^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (2.29)$$

O coeficiente n , é denominado de coeficiente de rugosidade de Manning, ou simplesmente, coeficiente de Manning.

O coeficiente de rugosidade de Manning contribui para a dissipação da energia no escoamento e varia consoante o tipo de fronteira rígida do canal. Os valores de n para diferentes superfícies de recobrimento, estão tabelados em bibliografia específica [15].

São apresentados dois métodos para estimar o valor do coeficiente de rugosidade de Manning para canais naturais:

- Solução directa a partir da equação de Manning,
- Procedimento de avaliação do valor de n , obtido a partir de canais, sujeitos a intensas experiências laboratoriais, também conhecida como a proposta de *Cowan*.

Cada método tem as suas próprias limitações e vantagens.

O segundo método para estimar o valor de n , compara as características do canal em estudo, com diferentes características de canais já intensamente estudados, e alvo de experiências laboratoriais. Este procedimento é provavelmente o mais rápido e mais comum na estimativa do valor de n . Ele normalmente envolve a utilização de valores tabelados, ou a comparação do canal em estudo, com outros canais naturais. As tabelas com os valores de n , possuem uma vasta variedade de características de canais naturais e artificiais, e normalmente são utilizados na literatura hidrológica.

Quando o coeficiente de rugosidade é estimado a partir de dados tabelados, o valor de n escolhido, é considerado um valor base do coeficiente de rugosidade (n_b), que necessita de ser ajustado de acordo com alguns parâmetros de resistência adicionais, como irregularidades no canal, presença de vegetação, obstruções e sinuosidade (figuras 2.20, 2.21, 2.22) [20].

O procedimento mais usado é a fórmula seguinte, proposta por Cowan, que estima o valor do n [20]:

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \cdot m \quad (2.30)$$

- n_b - Valor base de n , para um canal rectilíneo e uniforme com materiais naturais;
- n_1 - Correção para o efeito de superfície irregular;
- n_2 - Correção para a variação da configuração da secção transversal;
- n_3 - Correção para obstruções;
- n_4 - Correção para a presença de vegetação e condições do escoamento;
- m - Correção para o grau de meandrização do canal;

Os coeficientes descritos encontram-se criteriosamente detalhados em diversa bibliografia específica [20].

A fórmula de Manning é amplamente utilizada em projectos de canais, devido à sua simplicidade de aplicação e devido aos bons resultados que tem fornecido em aplicações práticas.

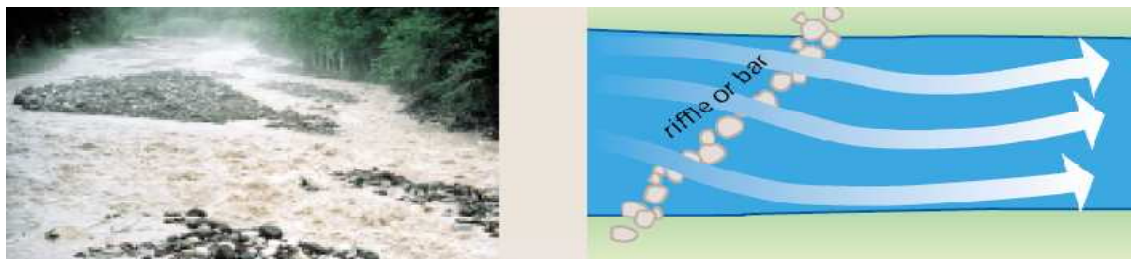


Figura 2.20 - Escoamento dificultado pela presença de uma barreira de material [20].



Figura 2.21 - Constricção do fluxo [2.20].



Figura 2.22 - Fluxo do escoamento com obstruções [2.20].

2.4.4. SECÇÕES COMPOSTAS E HETEROGÉNEAS

As fórmulas de resistência anteriormente referidas podem considerar-se válidas desde que exista uma certa constância das tensões tangenciais ao longo do perímetro molhado, o que pressupõe que a secção seja simples, isto é, que o contorno apresente uma só concavidade, ou, por outras palavras, que não evidencie convexidades ou saliências importantes para o interior da secção [15].

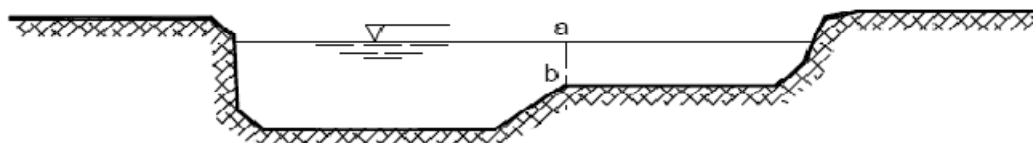


Figura 2.23 - Canal com secção transversal irregular [15].

Um exemplo típico de secção composta é um leito duplo, constituído por leito menor e por um leito maior, ocupado em ocasiões de cheia (figura 2.23). Torna-se evidente que, em tal exemplo, para além da variação das tensões tangenciais ao longo do contorno, a consideração da totalidade da secção como simples, conduziria a uma situação absurda, quando num regime de cheia a água passasse do leito menor para a parte inferior do leito maior. Com efeito, a um pequeno acréscimo de secção corresponderia um considerável acréscimo de perímetro molhado, o que, através do cálculo, conduziria a uma diminuição de caudal.



Figura 2.24 - Secção composta [15].

Quando a secção é composta, impõe-se portanto a sua divisão em secções parcelares simples, por exemplo por intermédio de linhas verticais nos pontos mais salientes das convexidades, ou por intermédio de linhas no prolongamento dos taludes (figura 2.24).

O caudal total em regime uniforme é definido pela soma dos caudais escoados em cada uma das secções parcelares.

$$Q = S_1 \cdot U_1 + S_2 \cdot U_2 + \dots \quad (2.31)$$

O perímetro molhado em secções compostas corresponde à linha de contacto do líquido com as paredes sólidas, excluindo-se consequentemente os segmentos de separação entre as diferentes secções simples (água/água).

Relativamente às secções heterogéneas ou mistas, serão aquelas em que a rugosidade varia ao longo do perímetro molhado, tornando-se necessário adoptar coeficientes das fórmulas de resistência que considerem tal facto.

Se os trechos do perímetro molhado com diferentes rugosidades, forem χ_1 , χ_2 , ..., temos:

$$\chi = \sum_l \chi_l \quad (2.32)$$

Para uma secção homogénea, a fórmula de Chézy indica:

$$j = \frac{U^2}{C^2 \cdot R} \quad (2.33)$$

Ou, ainda:

$$j = \frac{U^2}{S} \cdot \frac{\chi}{C^2} \quad (2.34)$$

Se às rugosidades dos trechos χ_1 , χ_2 , ..., correspondem coeficientes, por exemplo, de Bazin, C_{B1} , C_{B2} , ..., obtêm-se, para cada um deles, coeficientes de Chézy:

$$C_l = \frac{87 \cdot \sqrt{R_H}}{c_{Bl} + \sqrt{R_H}} \quad (2.35)$$

Podendo escrever-se:

$$j = \frac{U^2}{S} \cdot \sum_l \frac{\chi_l}{C_l^2} \quad (2.36)$$

Donde se conclui, comparando com (2.34):

$$C = \sqrt{\frac{\chi}{\sum_l \frac{\chi_l}{C_l^2}}} \quad (2.37)$$

É o valor do coeficiente de Chézy a considerar na equação (2.34).

Caso se utilize a fórmula de Manning-Strickler, o valor do coeficiente K a adoptar pode ser calculado pela fórmula de Einstein:

$$K = \left(\frac{\chi}{\sum_l \frac{\chi_l}{K_l^{3/2}}} \right)^{2/3} \quad (2.38)$$

Sendo K_l o coeficiente da fórmula de Manning-Strickler que corresponde à rugosidade do trecho de perímetro molhado, χ_l .

A fórmula de Einstein, estabelecida teoricamente, pode conduzir a um valor de K superior ao real. É o que sucede, por exemplo, quando um perfil compreende duas rugosidades: um dado valor numa pequena fracção do perímetro molhado e um outro valor, a que corresponda um coeficiente de Manning-Strickler superior, no restante perímetro molhado.

Note-se que a turbulência produzida na fracção mais rugosa estende-se transversalmente para a zona menos rugosa, para além da superfície teórica de separação considerada por Einstein, e o coeficiente de rugosidade média é inferior ao dado pela fórmula, o que determina uma velocidade superior à real.

3

HIDRODINÂMICA FLUVIAL

3.1 ANÁLISE DO ESCOAMENTO NUM CANAL FLUVIAL

Uma linha de água traduz um ciclo de energia inesgotável. Inicia o seu ciclo ao longo da sua bacia hidrográfica, captando a energia potencial resultado das precipitações, e converte este potencial em energia cinética, que se traduz no movimento da massa de água, ao longo de montanhas e vales, até atingir o seu equilíbrio final, quando desagua no oceano.

Em leitos naturais as forças de pressão e de arrastamento do fluido sobre o fundo, são determinantes no transporte sólido, dando-se consequentemente a alteração da sua configuração.

A natureza das configurações resultantes depende da profundidade, velocidade do escoamento, das propriedades do fluido e do material constituinte do canal fluvial.

De acordo com o referido anteriormente, os escoamentos em linhas de água, são denominados de “superfície livre”, pois têm contacto directo com a pressão atmosférica, e ocorrem quase na sua totalidade em regime turbulento. Desta forma torna-se fulcral uma análise ao escoamento, pela avaliação de diversos factores físicos, como a aceleração gravítica (g), a viscosidade cinemática da água (ν) e o comprimento característico de uma dada secção (L).

O número de Reynolds (Re), fruto de uma relação entre os factores físicos descritos atrás, fará a distinção entre um escoamento turbulento e um laminar.

O número de Reynolds exprime a importância das forças de viscosidade em relação às forças de inércia intervenientes no escoamento.

$$Re = \frac{F_{inércia}}{F_{viscosidade}} \quad (3.1)$$

$$Re = \frac{U \cdot L}{\nu} \quad (3.2)$$

De seguida, descreve-se sucintamente, como proceder a uma correcta análise do número de Reynolds.

- Para um número de Reynolds com valores até 2000, o escoamento é do tipo Laminar. Nos escoamentos laminares as trajectórias e linhas de corrente estão bem definidas, o

movimento da massa de água é organizado e estável, sendo a resistência ao escoamento unicamente fruto de tensões tangenciais de origem viscosa.

- Se o valor do número de Reynolds se situar entre 2000 e 4000, o escoamento é denominado de transição, entre o escoamento laminar e turbulento.
- Para um número de Reynolds superior a 4000, o escoamento é puramente turbulento, no qual as trajectórias são indefinidas, o movimento da massa de água é desorganizado, com uma rápida difusão e grande número de turbilhões. A resistência ao escoamento decorre da existência de tensões de origem turbulenta, devido à troca de energia entre as partículas.

Outro parâmetro de grande importância na análise de um escoamento, é o número de Froude (Fr), o qual baseia o seu cálculo na aceleração gravítica (g), na velocidade do escoamento (U), e na altura média do escoamento numa dada secção (y_m), permitindo classificar um escoamento, em “lento”, “crítico”, ou “rápido”.

O número de Froude exprime a importância das forças de gravidade em relação às forças de inércia do escoamento:

$$Fr = \frac{F_{inércia}}{F_{gravidade}} \quad (3.3)$$

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g \cdot L}} = \frac{U^2}{g \cdot y_m} \quad (3.4)$$

Em que, $\sqrt{g \cdot L}$ é a celeridade de propagação de pequenas perturbações.

Nos escoamentos em canais, o comprimento característico do escoamento (L), é igual à altura média do escoamento (y_m). Sendo que a altura média do escoamento é igual à razão entre a secção transversal (S) e a largura superficial (b).

$$L = y_m \quad (3.5)$$

$$L = \frac{S}{b} \quad (3.6)$$

De seguida, descreve-se sucintamente, como proceder a uma correcta análise do número de Froude.

- Valores do número de Froude iguais a 1, classificam o escoamento como crítico, ou seja, o escoamento encontra-se na fase de transição de lento a rápido.

- Para valores de Froude inferiores a 1, o escoamento é definido como lento, ou seja, o escoamento é controlado por jusante. As perturbações num escoamento de regime lento propagam-se para montante e jusante.
- Para valores do número de Froude superiores a 1, o escoamento é classificado como rápido, o qual é controlado por montante. As perturbações neste escoamento apenas se propagam para jusante. Os escoamentos em regime rápido podem ocorrer em rios de montanha, ou em zonas singulares, como descarregadores ou quedas bruscas, enquanto os escoamentos de regime lento são mais comuns na generalidade dos troços fluviais.

3.2 HIDRODINÂMICA FLUVIAL ASSOCIADA AOS PROCESSOS EROSIVOS

3.2.1. INTRODUÇÃO

A dinâmica fluvial associada à erosão hídrica é um processo contínuo que ocorre em todos os cursos de água. A precipitação, o escoamento superficial, o gelo e o degelo, entre outros factores, actuam na estrutura do solo, desagregando-o, destacando e removendo as suas partículas. Os sedimentos assim produzidos podem ser arrastados para as linhas de água, onde se escoam para jusante, processo descrito como erosão natural [5].

O fenómeno do processo erosivo por via hídrica inicia-se pelo destacamento das partículas do solo, fundamentalmente pela acção da precipitação e do escoamento superficial. As partículas destacadas são, seguidamente, deslocadas da sua posição inicial e podem ser depositadas e destacadas de novo (figura 3.2).

A capacidade de transporte dos rios varia ao longo do seu percurso (figura 3.2). A inclinação do fundo, e consequentemente, a velocidade média do escoamento vão-se reduzindo gradualmente para jusante, pelo que, as partículas mais grosseiras deixam de poder ser transportadas e depositam-se, formando deltas ou planícies aluvionares (figura 3.1).

A quantificação da erosão hídrica constitui, assim, um requisito da maior importância para o planeamento e exploração dos recursos hídricos e para a sua gestão ambiental.

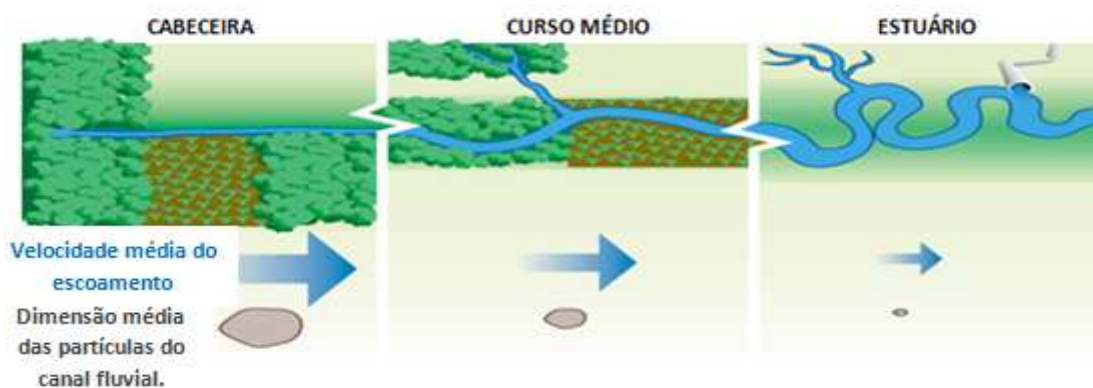


Figura 3.1 – Variação Velocidade / Dimensão média das partículas ao longo do curso de água [18].

3.2.2. AVALIAÇÃO DA INSTABILIDADE DE UMA SECÇÃO

Considere-se um canal com fundo móvel constituído por material não coesivo de granulometria uniforme. Suponha-se que se observa a estabilidade das partículas do fundo sujeitas à acção de sucessivos escoamentos permanentes, começando por caudais muito pequenos. Poderá verificar-se

que, inicialmente, o escoamento não origina a movimentação do material, tudo se passando como se o fundo do canal fosse fixo. Contudo, quando o caudal atinge um certo valor, observa-se o movimento aleatório de partículas isoladas, pois as condições do escoamento são tais que as partículas começam a ser destacadas e arrastadas (figura 3.2). Estas condições do escoamento são conhecidas por condições críticas de início de transporte ou condições de movimento incipiente. Tendo em conta esta definição, pode imaginar-se que é simples determina-las. Na prática, surgem dificuldades que resultam, entre outros aspectos, da não uniformidade de critérios de definição das referidas condições, podendo entender-se que estas ocorrem quando uma só partícula entra em movimento, quando tal acontece a algumas partículas ou quando se inicia o movimento generalizado do fundo do canal fluvial.

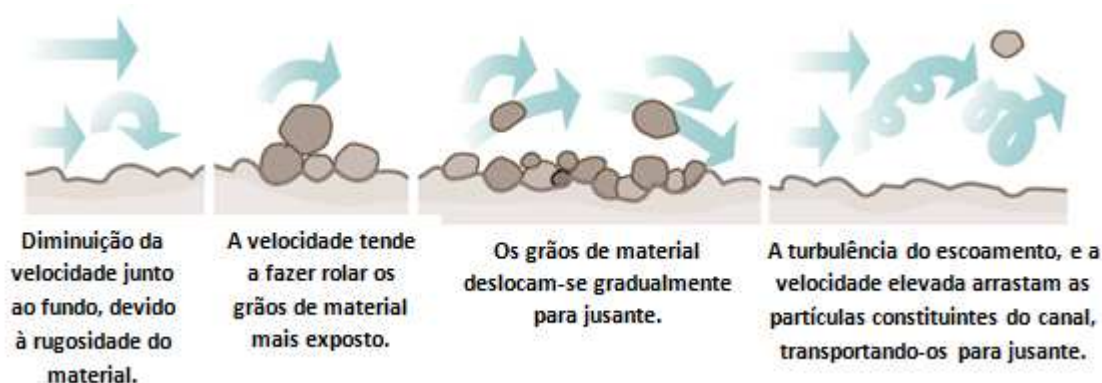


Figura 3.2 - Acção do escoamento nas partículas que constituem o fundo do canal fluvial. O processo de transporte de sedimentos, depende das velocidades do escoamento, dimensão das partículas e de princípios de hidrodinâmica [18].

O conhecimento das condições de movimento incipiente é de grande importância para a hidráulica fluvial, nomeadamente para o dimensionamento de canais estáveis sem movimento de material sólido, cálculo do caudal sólido, estudo da deposição em reservatórios e albufeiras, cálculo da erosão superficial nas encostas recorrendo a modelos baseados, estudos de erosão e deposição generalizadas. Do ponto de vista teórico, as condições de movimento incipiente estão associadas ao equilíbrio das forças que actuam sobre as partículas. Assim, os factores que contribuem para a instabilidade de uma secção, dependem de várias condicionantes, começando pelas propriedades do fluido (massa volúmica e viscosidade), passando pelas características do escoamento (largura da secção transversal, aceleração da gravidade, velocidade do escoamento e altura do escoamento, e não esquecendo as propriedades físicas dos materiais constituintes do canal fluvial. A análise global destas propriedades e a sua conjugação permite obter uma avaliação perceptiva e particularmente importante, em relação aos efeitos da instabilidade num trecho fluvial.

Os materiais constituintes do canal apresentam uma enorme diversidade de pequenas partículas que obrigatoriamente têm de ser consideradas nos estudos de estabilidade do canal.

Estas pequenas partículas, possuem propriedades que devem ser criteriosamente avaliadas, como por exemplo, a forma, dimensão, densidade e velocidade de queda ou sedimentação dos grãos de inertes.

Para o estudo da forma dos inertes, usa-se uma relação entre as dimensões dos raios dos eixos ortogonais de uma partícula constituinte do canal. Esta relação é dada pela razão entre o menor raio, pela raiz quadrada da multiplicação dos raios maior e médio de uma partícula, relação denominada de “Coeficiente de Forma de Corey”.

A análise da densidade das partículas constituintes do canal, irá depender directamente da composição mineralógica da rocha originária, sendo o quartzo a partícula que predomina no caso das linhas de água portuguesas.

A conjugação dos diversos materiais que constituem o canal fluvial, proporcionará a conjugação das diversas características únicas, dos diferentes materiais constituintes, que por sua vez transmitem várias propriedades relevantes para o estudo da estabilidade. O conhecimento do ângulo de atrito interno, do ângulo de repouso e do ângulo de suporte, do material constituinte do canal, fornece elementos muito importantes para a avaliação da possível instabilidade das margens.

Descrição sucinta do ângulo de atrito interno, ângulo de repouso e ângulo de suporte [5]:

- Ângulo de atrito interno (ϕ) – traduz o ângulo de iminente deslizamento duma camada de sedimentos sobre outra camada inferior mais rígida.
- Ângulo de repouso (α_r) – traduz o maior ângulo com a horizontal que pode ser formado naturalmente por um aterro recente.
- Ângulo de suporte (α_b) – traduz o ângulo máximo do talude, a partir do qual se inicia o desprendimento de algumas pedras.

No ambiente natural de um rio, o ciclo de transporte de sedimentos e o posterior depósito nas margens e fundo do canal, faz com que não existam mecanismos de compactação consideráveis. Posto isto, é considerado que nestas situações não ocorrem compactações relevantes, sendo o ângulo de atrito interno coincidente com o ângulo de repouso, que se aceita como sendo o limite de estabilidade a partir do qual se originam os deslizamentos.

A avaliação da estabilidade de um canal fluvial torna-se mais complexa caso a análise dos materiais constituintes das margens e fundo do canal, considere a estratificação em distintas camadas, que reflectem a sucessão de deposição das diversas partículas.

A heterogeneidade das diversas camadas de materiais constituintes das margens e fundos de um canal fluvial, determinam que a avaliação de estabilidade global passe pela análise das propriedades físicas de cada uma das camadas. Desta forma, assistimos a uma heterogeneidade não apenas relativa à estratificação transversal nos canais, como uma heterogeneidade longitudinal, partindo do princípio que as diferentes camadas estratificadas não mantêm as suas espessuras, pois, por exemplo, a quantidade de material depositado num trecho em curva de um canal, varia em relação ao material que se deposita num trecho recto, e o mesmo acontece, se variarmos a inclinação longitudinal do trecho em análise, ou mesmo a largura do canal, o que influencia directamente a gama de velocidades médias, para uma dada secção de estudo.

A rotura generalizada das margens de uma dada secção em risco, ocorre maioritariamente, após a diminuição do nível das águas, pois o equilíbrio hidrostático da coluna de água, permite equilibrar as principais tensões internas das partículas que constituem as margens.

O mesmo equilíbrio é interrompido quando o nível das águas diminui, e o solo saturado entra em colapso, devido às elevadas pressões internas, que conduzem ao deslocamento das partículas e potencial ruptura pontual das margens.

A existência de margens constituídas por materiais homogéneos e uniformemente distribuídos, proporciona a ocorrência de erosões planas ou curvilíneas, com consequente diminuição gradual da inclinação do talude das margens. Por outro lado, margens constituídas por camadas heterogéneas, levam à ocorrência de roturas não padronizadas, nas quais o material menos coesivo é condicionante da instabilidade inicial.

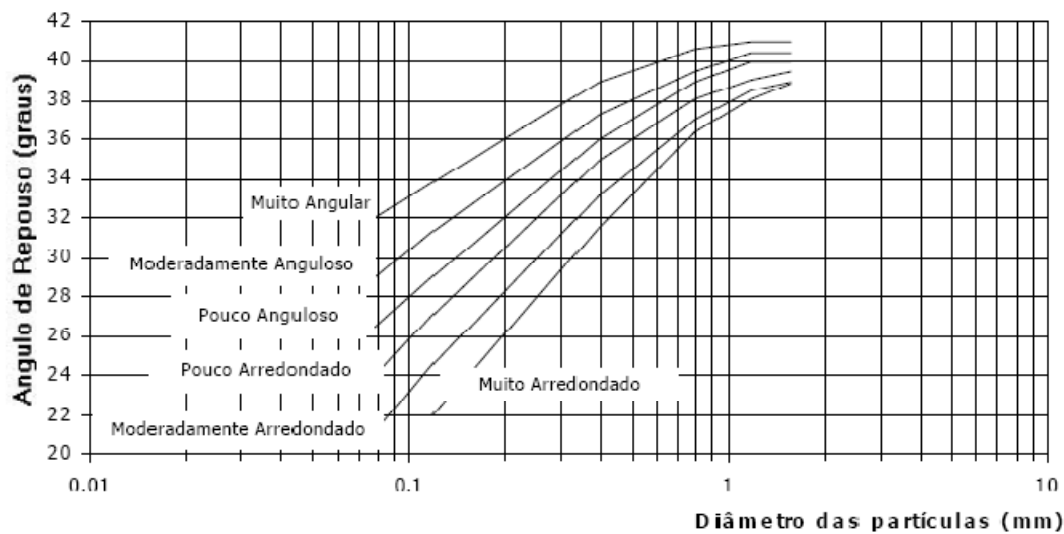


Figura 3.3 - Variação do ângulo de atrito interno em função da granulometria e da forma dos materiais constituintes do talude das margens [3].

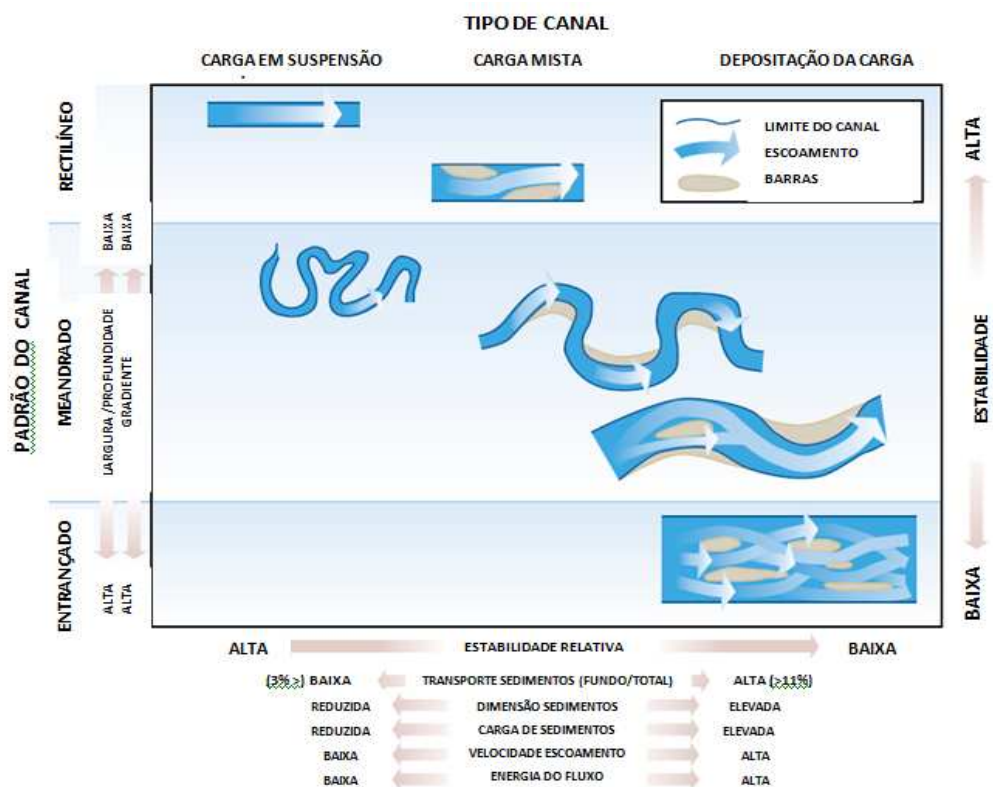


Figura 3.4 - Quadro resumo de relação entre a tipologia e padrões de canais e a sua estabilidade relativa [20].

Note-se que no caso de dimensionamento de protecções com enrocamentos, que serão aprofundados adiante, o ângulo de suporte do material transmite elevada importância, dado que a resistência dum talude de enrocamento à erosão fluvial depende da estabilidade de cada bloco constituinte da estrutura protectora.

Pela análise da figura 3.3, é possível obter o ângulo de atrito interno (φ), através da consideração do tipo de matérias predominantes e do seu respectivo diâmetro médio, ainda que de uma forma expedita. A avaliação da requalificação de um curso de água, deve iniciar-se pela análise dos parâmetros dos quais depende o início da mobilização dos materiais. Estes parâmetros são a tensão crítica de arrastamento e a velocidade média crítica. As condições de instabilidade surgem sempre que os valores dos parâmetros indicados sejam ultrapassados, dando início ao processo de arrastamento dos materiais constituintes da margem e leito do rio, no trecho instável.

O escoamento potencia forças de arrastamento que actuam no sentido do escoamento, e que se distinguem entre as forças que se exercem no fundo e as forças que se exercem nas margens do canal fluvial. O movimento de uma partícula constituinte do canal, depende de algumas variáveis, como o peso submerso da partícula, o ângulo do fundo ou das margens com a horizontal, a sustentação hidrodinâmica e a força de arrastamento.

A força de arrastamento que actua no sentido do escoamento e que conduz ao movimento de uma dada partícula constituinte do fundo do canal fluvial, pode ser representar-se por [8]:

$$F_D = C_1 \cdot \tau_c \cdot d_m^2 \quad (3.7)$$

C_1 - Constante;

τ_c - Tensão crítica de arrastamento das partículas do fundo ou margens do canal;

d_m - Diâmetro médio das partículas do canal.

A tensão para as condições de início de movimento é dada por [8]:

$$\tau_c = \left(\frac{C_1}{C_2} \right) \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot d_m \cdot \cos \theta \cdot (tg \varphi - tg \theta) \quad (3.8)$$

C_2 - Constante;

γ_s e γ - Peso volúmico do solo e da água;

θ - Ângulo das margens com a horizontal;

φ - Ângulo de atrito interno.

A relação entre as forças de arrastamento que actuam no sentido do escoamento, nas margens e no fundo, é denominada de coeficiente de Lane. O coeficiente de Lane (K_L), relaciona a tensão a que uma partícula saliente colocada nas margens pode estar sujeita, sem se deslocar, relativamente à correspondente tensão de fundo.

O coeficiente de Lane (K_L), pode representar-se por:

$$K_L = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}} \quad (3.9)$$

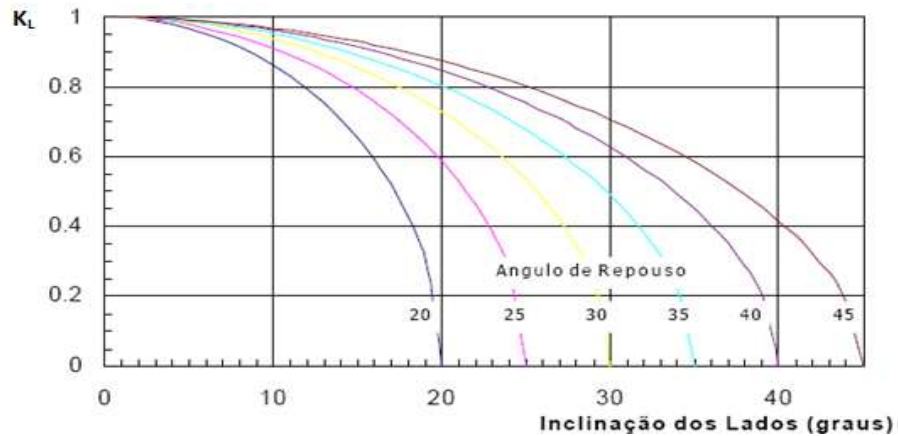


Figura 3.5 - Coeficiente de Lane (K_L), em função do ângulo de repouso do material e da inclinação do talude da margem [5].

Analisando as tensões críticas de arrastamento nas margens e no fundo, é possível achar uma relação entre estas, com base no citado coeficiente de Lane.

A tensão crítica de arrastamento na margem do canal fluvial é resultado do produto entre o coeficiente de Lane e a tensão crítica de arrastamento no fundo. O valor da tensão crítica de arrastamento no fundo do canal fluvial é sempre maior que o valor da tensão nas margens, pois o coeficiente de Lane é inferior à unidade. Ou seja, os efeitos erosivos num dado trecho do canal serão mais intensos no fundo do que nas margens, isto em troços rectilíneos.

Devemos ter em conta dois factores de instabilidade simultâneos que actuam sobre os materiais constituintes de uma margem de um canal fluvial, que são a força da corrente e a inclinação das margens.

$$\tau_c^m = \tau_c^f \cdot K_L \quad (3.10)$$

- τ_c^m - Tensão crítica de arrastamento nas margens;
- τ_c^f - Tensão crítica de arrastamento no fundo;
- K_L - Coeficiente de Lane.

A tensão crítica de arrastamento adimensional, definida como parâmetro de Shields, é definida pela seguinte equação:

$$\tau_c = \tau_0 \cdot g \cdot d_m \cdot (\gamma_s - \gamma) \quad (3.11)$$

- d_m - Diâmetro da partícula dominante;
- γ_s e γ - Peso volúmico do solo e da água;
- τ_0 - Tensão de arrastamento crítica adimensional, ou igualmente conhecido como parâmetro de Shields;
- g - Aceleração da gravidade.

O parâmetro de Shields quando aplicado a um determinado troço, relaciona o tipo de material constituinte do leito, com a mobilidade dos sedimentos, sendo utilizado como índice de transporte de sedimentos (figura 3.6).

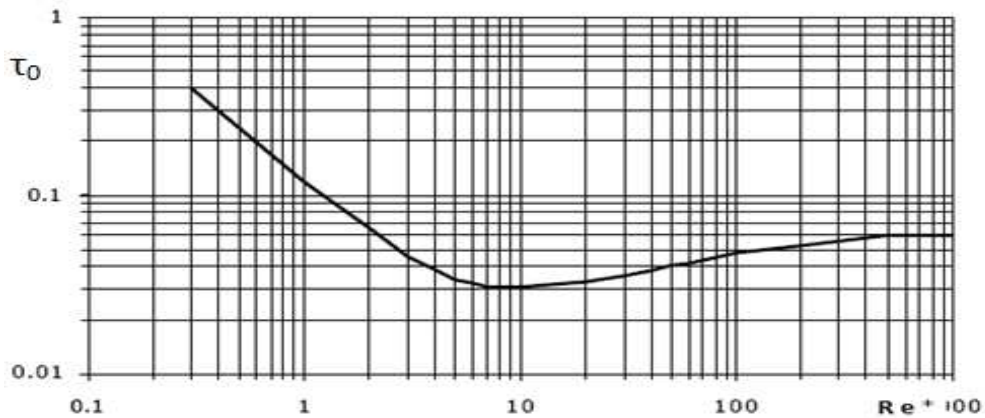


Figura 3.6 - Curva de Shields [15].

O valor da tensão de arrastamento crítica adimensional, ou parâmetro de Shields, descreve o início da movimentação dos sedimentos, sendo que, para uma fase de total suspensão dos materiais, os valores deste parâmetro são bastante superiores aos que caracterizam o início do movimento.

O cálculo da tensão crítica de arrastamento adimensional tem como base a granulometria das partículas e a carga de sólidos em suspensão transportada numa dada secção do canal fluvial.

Na figura 3.7, encontram-se esquematizadas as principais forças actuantes numa margem de um curso de água.

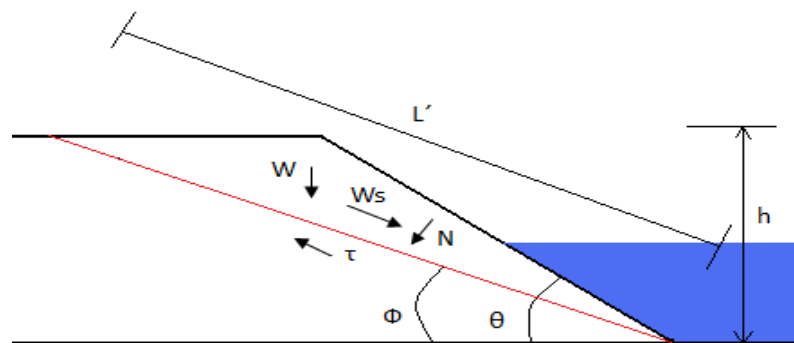


Figura 3.7- Esquema de forças actuantes sobre uma margem [5].

O significado de cada uma das variáveis presentes neste esquema é:

- L' - Comprimento do plano de deslizamento potencial (m);
- Φ - Ângulo que o plano de deslizamento potencial faz com a horizontal (rad);
- θ - Ângulo da margem com a horizontal (rad);
- W - Peso do bloco instabilizado (KN);
- τ - Tensão de arrastamento desenvolvida na superfície de deslizamento (KN/m²);

- W_s - Força que o peso do bloco origina sobre o plano de deslizamento potencial (KN);
 N - Decomposição do peso do bloco, segundo o plano perpendicular ao plano da deslizamento (KN);

Outro parâmetro fundamental para a correcta análise da estabilidade de uma secção do canal fluvial é a velocidade média crítica. Ou seja, a velocidade limite a partir da qual se iniciam os processos erosivos no fundo e nas margens de um trecho de água.

A curva de Hjulstrom, permite relacionar a velocidade média crítica com o diâmetro médio das partículas (figura 3.8).

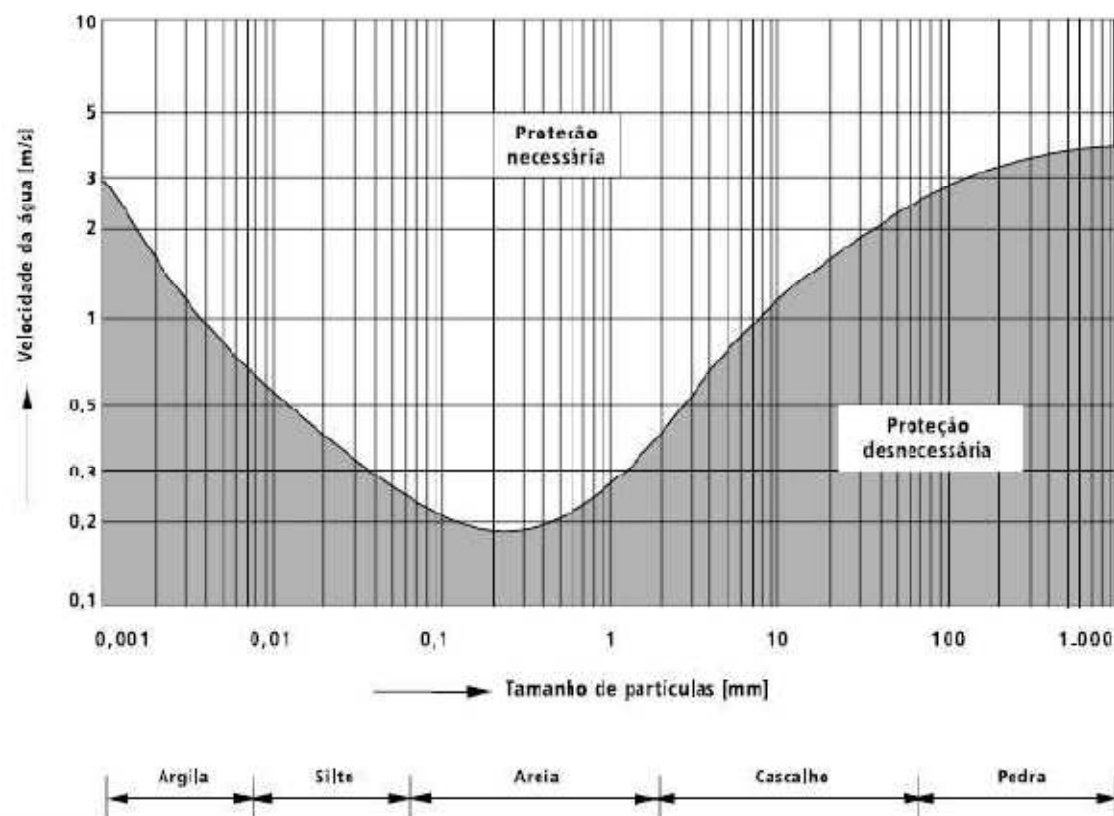


Figura 3.8 - Curva de Hjulstrom [17].

Na análise de estabilidade de um trecho fluvial, é ainda necessário referir um importante parâmetro, designado de altura crítica da margem.

O estudo e recolha de informações acerca das propriedades geomecânicas dos materiais que constituem as margens do canal fluvial, e por sua vez a obtenção de uma relação entre a altura dos taludes das margens e as condições de estabilidade dos mesmos, permitem obter importantes conclusões acerca da instabilidade de uma margem, através da determinação de uma altura crítica, a partir da qual pode suceder o colapso da margem.

Sem a intervenção humana, a estabilização do canal fluvial, dá-se através do alargamento do mesmo, por colapso das zonas marginais, dissipando a energia do escoamento e atingindo assim num dado troço, um novo estágio de equilíbrio. O processo de compensações energéticas do escoamento, é

ininterrupto, e progride para novas situações de instabilidade, que serão sucessivamente compensadas, dando origem a um ciclo de alterações morfológicas do canal.

Posto isto, é necessário evitar que a altura crítica ou a inclinação da margem sejam excedidas, para se proceder a uma correcta requalificação do trecho do canal fluvial.

Há que referir as situações onde existe impossibilidade de cumprir o critério da altura crítica, como no caso da existência de infra-estruturas nas margens [11]. Relativamente ao critério de inclinação da margem, podem ocorrer situações onde a falta de espaço disponível não permite proceder à correcta intervenção da inclinação do talude. Nestes casos e visto não ser possível corrigir as instabilidades da margem através dos processos mais básicos, será necessário proceder à protecção das secções instáveis através do dimensionamento de uma camada de material que possua um grau de coesão superior ao do material originalmente existente, e que cumpra os critérios de estabilidade.

Com o objectivo de facilitar a análise destas situações de instabilidade de margens, foi desenvolvido o gráfico da figura 3.9, que permite estimar o índice de estabilidade, através da relação entre o ângulo da margem com a horizontal e o ângulo de repouso dos materiais [6].

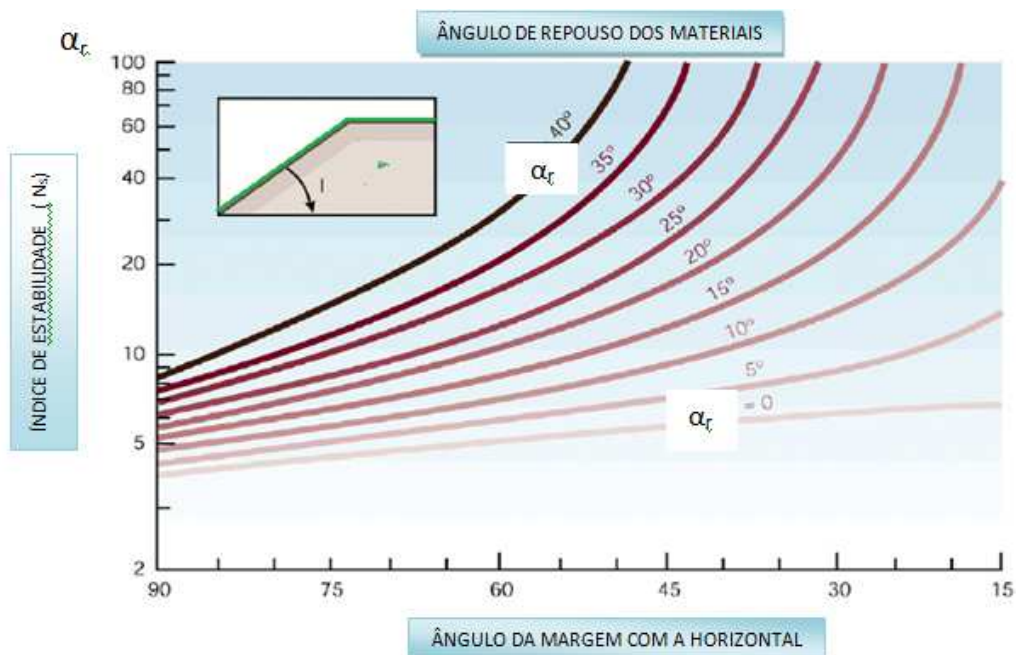


Figura 3.9 - Índice de estabilidade em função do ângulo da margem com a horizontal e o ângulo de repouso dos materiais [5].

3.2.3. ANÁLISE DA EVOLUÇÃO DINÂMICA DE UMA SECÇÃO

A distribuição das velocidades do escoamento deve ser muito bem analisada em termos longitudinais, pois, as correntes que se estabelecem dependem não só da rugosidade das paredes do canal, mas também do perfil longitudinal, designadamente da sinuosidade do curso de água. Assim, enquanto que em trechos rectilíneos as maiores velocidades ocorrem perto do eixo do canal, em troços sinuosos as velocidades são máximas no exterior das curvas (zonas de desgaste) e mínimas na parte interna (zona de deposição) (figuras 3.10 e 3.11).

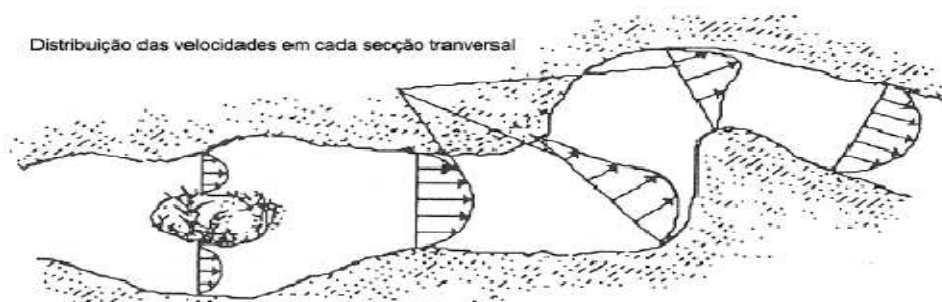


Figura 3.10 - Variação longitudinal da velocidade do escoamento num troço de rio [16].

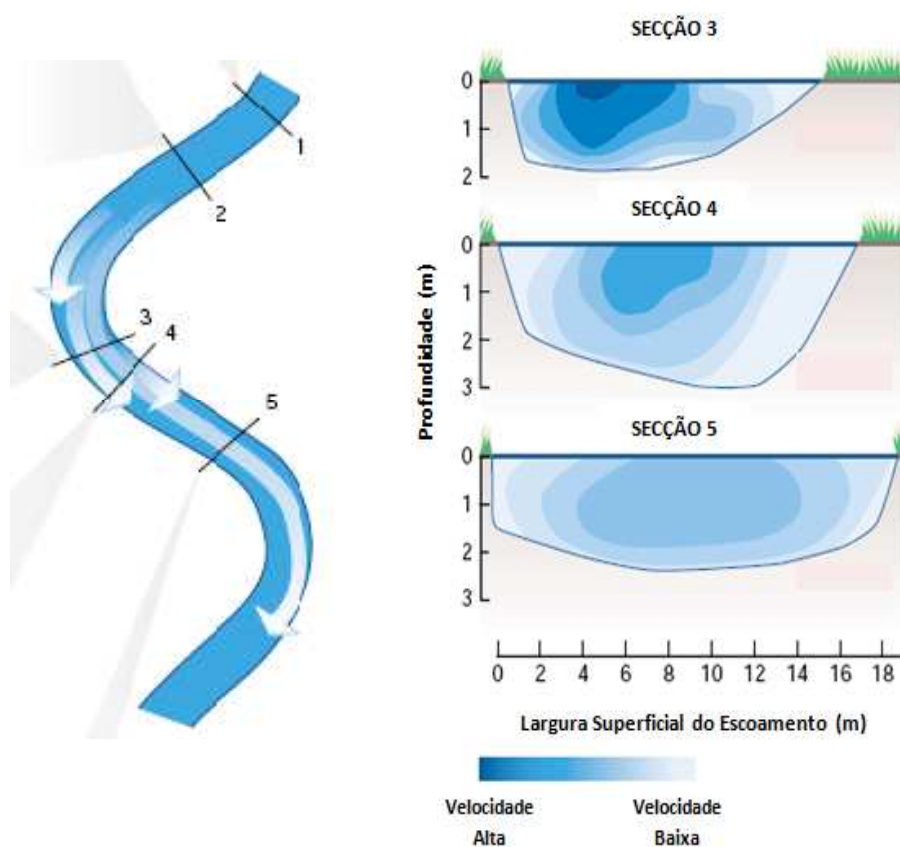


Figura 3.11 - Distribuição das velocidades do escoamento num curso de água, para diferentes secções dispostas num dado trecho [20].

Criam-se ainda correntes secundárias dado que o ponto vertical em que é atingida a velocidade máxima no exterior da curva tende a aumentar, o que leva a direccionar a corrente de cima para baixo junto a esta zona de erosão. Estas correntes secundárias quando assumem um carácter rotativo designam-se por correntes helicoidais, que ocorrem num plano normal ao eixo das correntes principais (designadas por primárias). Em cursos de água regularizados e rectilíneos, tais correntes são mais fracas e aproximam-se das que têm lugar em canais não circulares. Aqui as espirais que têm lugar junto aos taludes marginais têm como resultado aumentar a tensão de arrastamento, enquanto que mais próximo de centro podemos considerar a secção transversal como composta de diferentes células, nas quais as correntes geradas têm sucessivamente sentidos opostos (figura 3.13 e 3.14) [20].

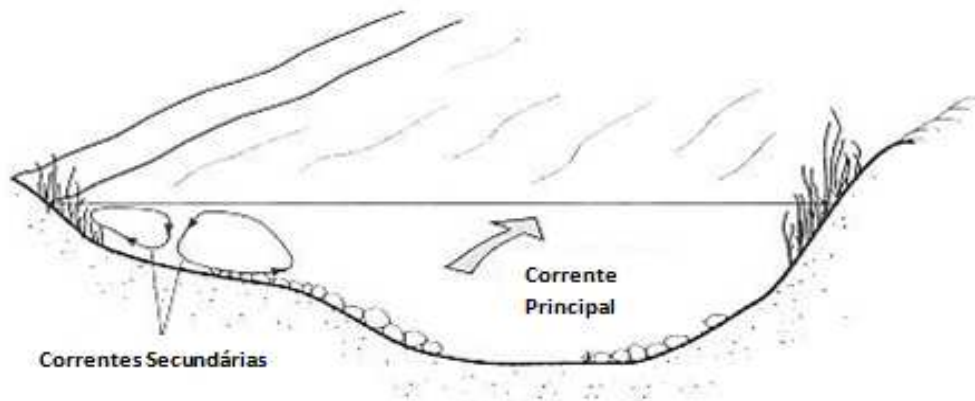


Figura 3.12 - Análise das correntes numa secção transversal do canal [16].

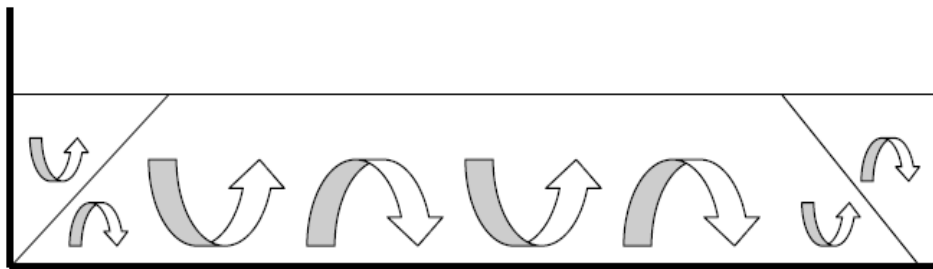


Figura 3.13 - Representação esquemática das correntes secundárias (helicoidais) em canais rectilíneos [12].

Por sua vez, nos troços em cotovelo de rios naturais, a situação é a mais complexa de entre as descritas. Com efeito, a secção desenvolve-se geralmente segundo uma forma triangular, com sedimentação na face interna e um fundão na zona externa onde tem lugar a principal corrente secundária, podendo ocorrer uma segunda corrente na proximidade da margem (figura 3.15). Embora à entrada deste troço, a corrente primária tenda a dirigir-se para a margem interna, devido à existência de correntes secundárias, a velocidade máxima passa a situar-se mais próxima da margem externa até ao final da curva do rio.

Num curso de água a tensão de arrastamento tende a variar ao longo das diferentes secções sucessivas, em função das diferentes velocidades em cada secção, sendo que, inicialmente é mais elevada na face interna do meandro mas rapidamente passa para a face exterior, o que leva ao aumento da erosão nesta zona, enquanto na margem oposta são depositados os materiais em suspensão.

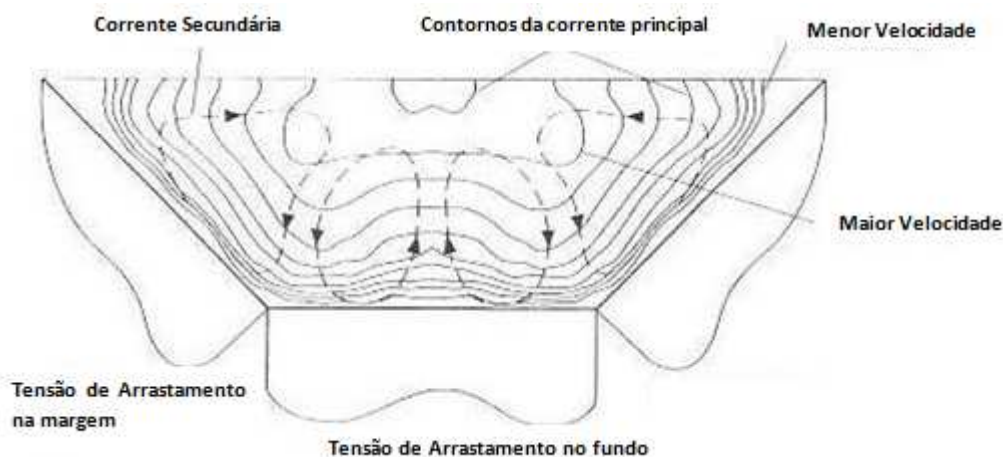


Figura 3.14 - Contornos da velocidade, correntes secundárias e distribuição das tensões de arrastamentos no canal trapezoidal [7].

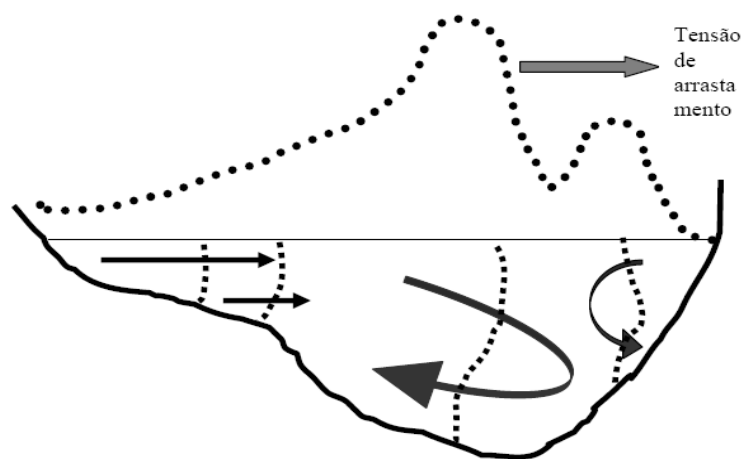


Figura 3.15 - Circulação secundária (representada pelas setas) numa secção intermédia dum troço curvilíneo e tensão de arrastamento ao longo dessa secção. Na parte superior da figura representa-se a curva teórica referente à variação relativa da tensão de arrastamento no leito [4].

Numa análise no sentido longitudinal, o resultado dos processos erosivos e de sedimentação, é variável em função da secção considerada e do caudal.

O talvegue do canal fluvial tende a deslocar-se para o exterior das secções em curva, embora de modo bastante distinto em situações de caudais extremos. Nas figuras 3.16 e 3.17, podem identificar-se as variações nas zonas de erosão, ao longo da mesma secção, pelo que a morfologia da secção transversal é alterada entre os períodos de cheia e de estiagem.

Assim, a intensidade das alterações da morfologia do canal, está dependente da energia do escoamento.

Na figura 3.16 são analisadas três secções (A-A; B-B; C-C) de um trecho teórico de um rio ou canal fluvial.

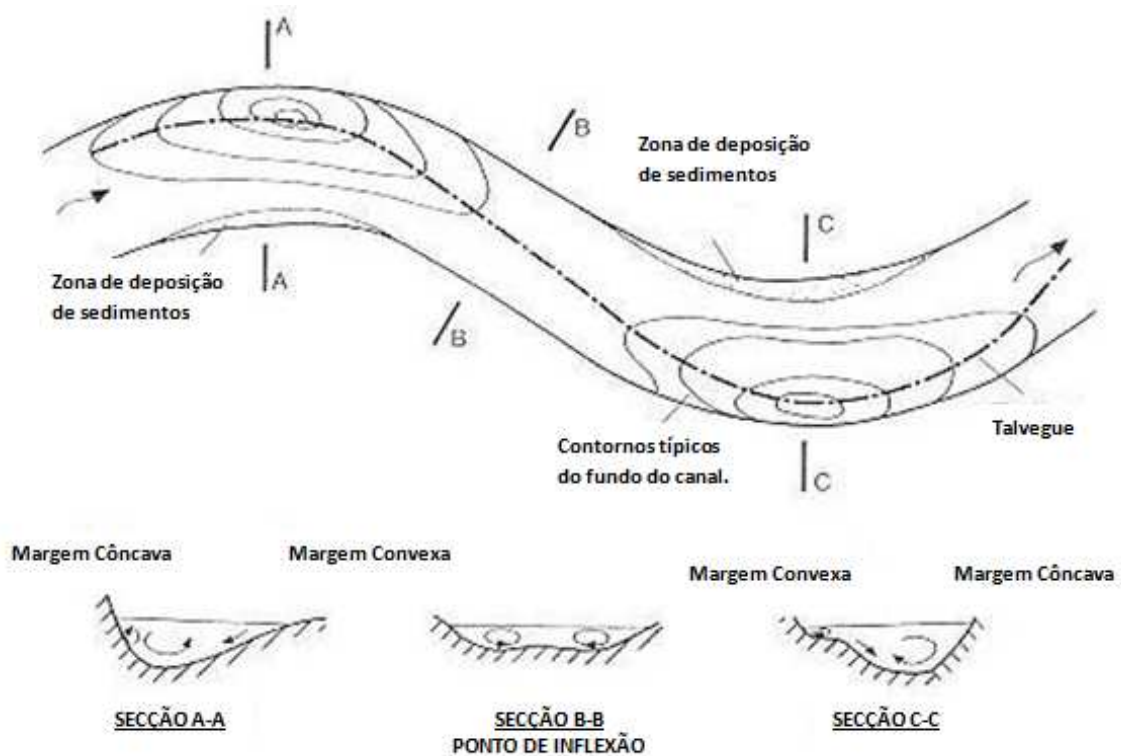


Figura 3.16 - Dinâmica do canal fluvial em situações de desgaste e de sedimentação [7].

Devido às forças de atrito presentes num curso de água, a velocidade da corrente diminui à medida que nos aproximamos do leito e das margens, pelo que a distribuição das velocidades numa secção transversal não é, certamente, uniforme. A velocidade tende, por isso, a aumentar em direcção ao eixo do rio sempre que este se assemelha a um canal rectilíneo e regular. No caso de secções transversais em curvas do rio, o aumento da velocidade desloca-se para o lado de fora da curva, devido à força centrífuga da corrente, sendo inevitavelmente menor na margem oposta. Esta diferença acentuada das velocidades nas inflexões de um rio propicia fenómenos de erosão no lado côncavo e de deposição no lado convexo (figuras 3.16 e 3.17).

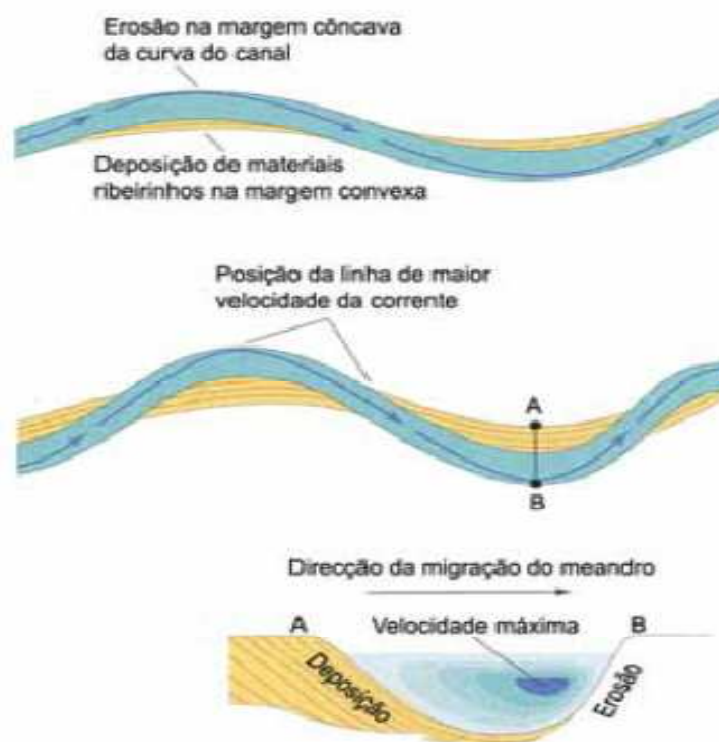


Figura 3.17 - Processos de erosão e deposição num curso de água natural [16].

Quanto maior o declive longitudinal do canal fluvial, maior será o seu poder erosivo, e por consequência directa, aumenta a sua instabilidade.

O ajustamento morfológico resultado da intervenção humana sobre os canais fluviais, faz com que estes possuam um poder erosivo do escoamento superior ao existente em canais não rectificados. O aumento do poder energético do escoamento deve-se à diminuição da rugosidade hidráulica (fruto da redução de vegetação no perímetro molhado do canal), e ao aumento da secção molhada, já que o perfil longitudinal é encurtado.

No caso de um curso de água de leito estável, constituído por material rochoso, a dissipação da energia do escoamento, ocorre através do atrito. Por outro lado, em cursos de água de leito instável, em zonas aluvionares, parte da energia é dissipada no transporte de sedimentos.

No caso de canais instáveis, se a potência do escoamento diminuir ocorrem fenómenos de barra, ou seja, dá-se a deposição de material sólido transportado pelo escoamento. Caso a potência do escoamento aumente (situações de picos de cheias, ou consequência de rectificação do canal fluvial), ocorre degradação do curso de água, ou seja, erosão de margens e fundo do canal.

O conhecimento do poder erosivo em termos longitudinais e transversais é essencial para prever as consequências directas da intervenção física no canal fluvial, sendo igualmente útil em situação de projecto de requalificação, no sentido de definir uma adequada análise, tendo em conta o grau de susceptibilidade do meio e as forças de desgaste em presença [20].

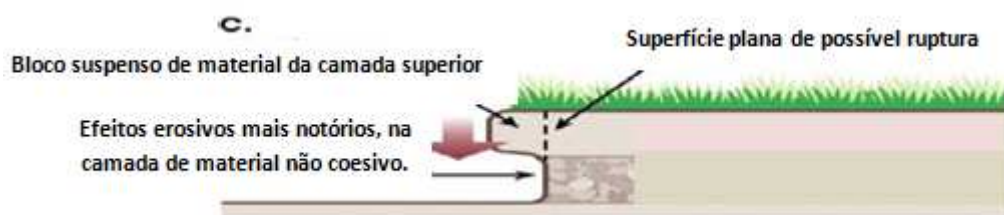
Uma vez iniciado o transporte sólido por arrastamento, o escoamento da água sobre o canal fluvial, permite uma interacção com este, modelando-o e dando origem a diferentes configurações.



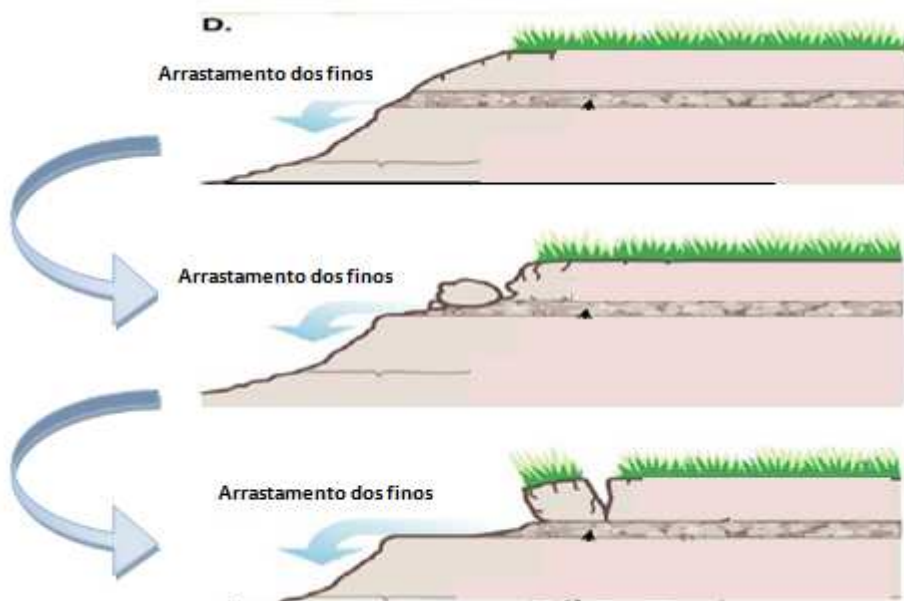
Situação A – Existe uma superfície plana de deslizamento, na qual se destaca um bloco de possível instabilidade. A superfície de deslizamento suporta as tensões tangenciais que mantêm o bloco estático.



Situação B – Ocorre a ruptura da margem, dando-se o deslizamento do bloco, devido à ruptura das ligações internas das partículas situadas na superfície plana de deslizamento. Desenvolve-se um bloco instável com as características descritas, pois o material da margem é homogêneo, não existindo camadas faseadas de diferentes materiais.



Situação C – No caso ilustrado nesta figura, predominam dois materiais distintos, dispostos segundo um plano horizontal, no qual a camada inferior, é constituída por um material não coesivo, e por sua vez, o material da camada superior é um solo de grãos finos, e caracterizado como bastante coesivo. Pretende-se evidenciar, que ocorre um desgaste mais acentuado na camada inferior, por parte dos agentes erosivos inerentes às forças dinâmicas da massa de água. As diferentes características coesivas dos dois materiais, permitem desenvolver um bloco suspenso de material da camada superior, caracterizado como coesivo, pelo facto de ter havido uma regressão maior da camada não coesiva, devido à sua menor resistência aos factores de desgaste, relativamente à camada superior. Desenvolve-se no seguimento destes processos de erosão diferenciados, uma superfície plana de possível ruptura, entre o bloco suspenso de material coesivo e a restante camada superior de material.



Situação D – No caso ilustrado nesta situação, desenvolvem-se mecanismos erosivos mais complexos, os quais se faseiam em etapas sucessivas, estando presentes diferentes camadas de material constituinte das margens.

Na primeira etapa deste processo erosivo, descreve-se uma diminuição do nível de água no canal fluvial, que arrasta consigo grandes quantidades de materiais finos, como a areia. Este recuo da massa de água, irá aumentar as tensões internas das partículas que constituem cada camada, pois o equilíbrio de forças proporcionado pela presença de uma coluna hidrostática, deixa de estar presente. Consequentemente, o facto de o solo permanecer saturado irá acelerar o processo de ruptura das ligações entre partículas.

Na segunda etapa, é descrito que o processo de libertação de água por parte dos solos saturados continua, e consigo é arrastado material constituinte das margens, sendo o material da camada não coesiva, o mais afectado pelos efeitos erosivos.

A camada superior, constituída por materiais de grãos finos, com boas características de coesão, é vítima de ruptura que levam ao desmoronamento faseado de algumas parcelas, pelo facto de estar assente em materiais menos coesivos e por sua vez mais sensíveis aos processos erosivos.

A erosão, e a sua evolução junto à base das margens, conduzem frequentemente ao colapso das mesmas, e consequente aumento da largura do canal. À medida que se dá a sedimentação de materiais estes fenómenos tendem a prolongar-se para montante, isto é, ao longo de troços sucessivos inicia-se um processo de degradação, com maiores ou menores incisões no canal, continuando a jusante pela agração. Como resultado final forma-se um novo canal, de menor altura, mas bastante mais largo, com margens homogéneas e de menor rugosidade, alterando-se o substrato dominante do leito, dado que aí se acumulam quantidades consideráveis de finos (figura 3.18) [20].

O processo de ajustamento só termina muito depois quando a potência do escoamento diminui em resultado da diminuição da velocidade (devido ao aumento de largura do rio) e da consolidação dos materiais sedimentados no leito e margens, em parte, devido ao efeito nos mesmos de vegetação variada, o que tende também a aumentar a rugosidade hidráulica (figura 3.18).

Assim, o conhecimento destes processos e da sua extensão é fulcral, para que se possa traçar um correcto programa de reabilitação do canal fluvial [20].

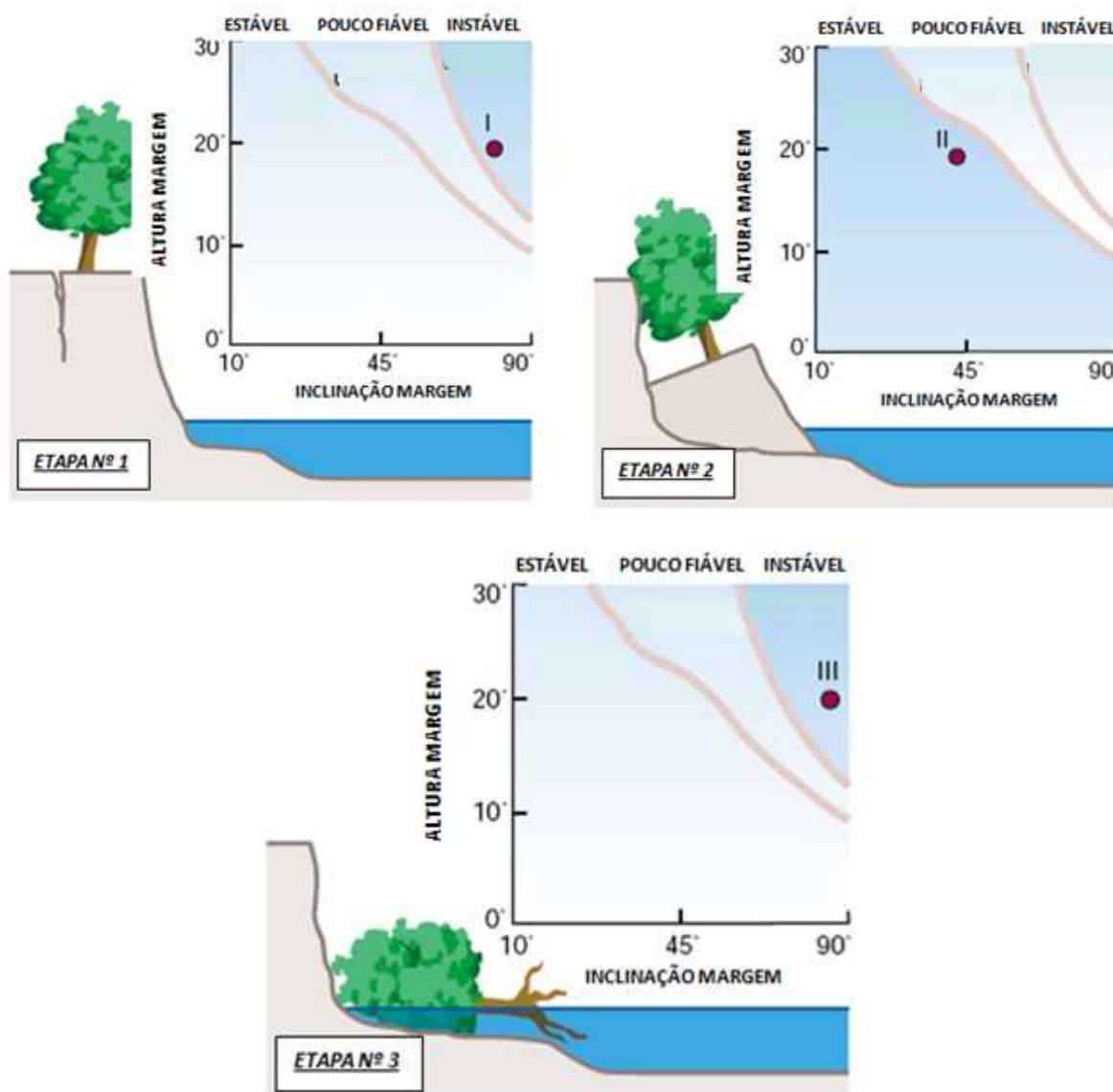


Figura 3.18 - Processo de rotura de uma margem. O talude passa de estável para instável, em função da altura do talude da margem, inclinação da margem e condições do solo [20].

Assim, a morfologia e a dinâmica fluvial dizem respeito ao estudo das formas que os canais apresentam e à sua relação com os processos fluviais de erosão e sedimentação, onde intervêm como força activa os caudais circulantes e, como elementos passivos, os sedimentos do canal, intervindo nestes processos a forma e declive do vale e a presença da vegetação ribeirinha. Desta forma, a reabilitação de cursos de água deverá ter em conta a necessidade de serem consideradas formas de canal estáveis e em equilíbrio com os escoamentos, trabalhando a favor dos processos naturais. A geometria hidráulica, por sua vez, refere-se à secção transversal do canal e o seu estudo irá basear-se

nas relações entre o escoamento e a largura do canal, a profundidade, a velocidade da corrente, a carga de sedimentos, entre outros.

Fica presente, que uma das características mais importantes dos sistemas fluviais é a sua capacidade de auto-regulação, adaptando-se a factores externos de forma a manter um estado de equilíbrio e estabilidade. Neste tipo de sistemas o estado de equilíbrio diz respeito à regulação da sua morfologia e dinâmica perante as variáveis relacionadas com o regime de escoamentos e de transporte de sedimentos impostos pela bacia de drenagem. Deste modo, num rio estável, ou em equilíbrio, a forma e o traçado mantêm-se no tempo, mesmo quando este último divaga lateralmente sem, no entanto, modificar a sua sinuosidade [1].

Assim, ao longo do troço fluvial devem ser consideradas várias secções transversais em função do grau de degradação do canal. Deste modo, e com base nas isotáquicas, é possível traçar a linha que une os pontos de velocidade máxima ao longo do canal, sendo então possível identificar os locais mais susceptíveis à erosão. Todavia, é todo um conjunto de avaliações, nomeadamente físicas, a realizar in situ que permite, com mais pormenor, localizar e seleccionar as estruturas mais apropriadas para cada caso.

4

PROTECÇÃO FLUVIAL

4.1 CONSOLIDAÇÃO DE MARGENS

Sempre que se inicia um projecto de reabilitação de rios ou canais fluviais, tem-se em elevada consideração a morfologia do curso de água, e a sua relação com a envolvente, quer esta seja marcadamente urbana, rural, ou em local de protecção ecológica. Ou seja, o estado de conservação do curso de água e da sua envolvente, serão decisivos na necessidade ou não de uma intervenção.

No quadro seguinte encontram-se descritas diversas características relacionadas com a análise do estado de um dado curso de água, sendo que, representam alguns dos parâmetros a ter em conta, quando se avalia a necessidade de requalificação.

Quadro 4.1 - Conhecimento do estado de degradação e definição da necessidade de intervenção num curso de água através da análise de várias características do canal. Este quadro só pode ser aplicado se existir a possibilidade de comparação com uma situação de referência [5].

Secção do curso de água em boas condições	Secção do curso de água em más condições
- A forma do canal facilita o escoamento, sendo capaz de absorver todas as cheias inferiores à média anual com erosão mínima. - A velocidade do escoamento na secção em análise é superior à velocidade média do escoamento ao longo do curso de água. - O gradiente de energia hidráulica do canal é baixo. - A dissipação de energia no leito é elevada, permitindo reter os sedimentos em suspensão no escoamento. - O canal é estável e ocorre a deposição de sedimentos em locais confinados. - Existe muita vegetação nas margens, que permite aumentar a sua rugosidade e por sua vez, a acumulação de sedimentos com caudais elevados.	- A forma do canal dificulta o escoamento, pelo que conduz a leitos de cheia variáveis. - O canal sofre problemas de erosão graves. - A velocidade do escoamento na secção em análise é inferior à velocidade média do escoamento ao longo do curso de água. - O gradiente de energia hidráulica do canal é alto. - A dissipação de energia no leito é reduzida, o que leva ao arrastamento dos sedimentos pelo escoamento. - O canal é instável e a deposição de sedimentos ocorre em locais variáveis. - O canal é longitudinalmente homogéneo. - Existe pouca vegetação nas margens.

Os princípios gerais inicialmente considerados para a escolha do tipo de protecção a adoptar num determinado rio ou canal fluvial, são a inclinação do talude da margem e o espaço disponível (figura 4.1). Sempre que possível, ou seja, se existir disponibilidade de espaço, a inclinação da margem deve ser moldada até uma inclinação de aproximadamente 2H:1V, para depois ser instalada uma cobertura vegetal. Caso haja limitação de espaço, ou o curso de água com características torrenciais, como é o caso dos rios de cabeceira, terão de ser consideradas outras soluções para a estabilização dos taludes das margens [7].

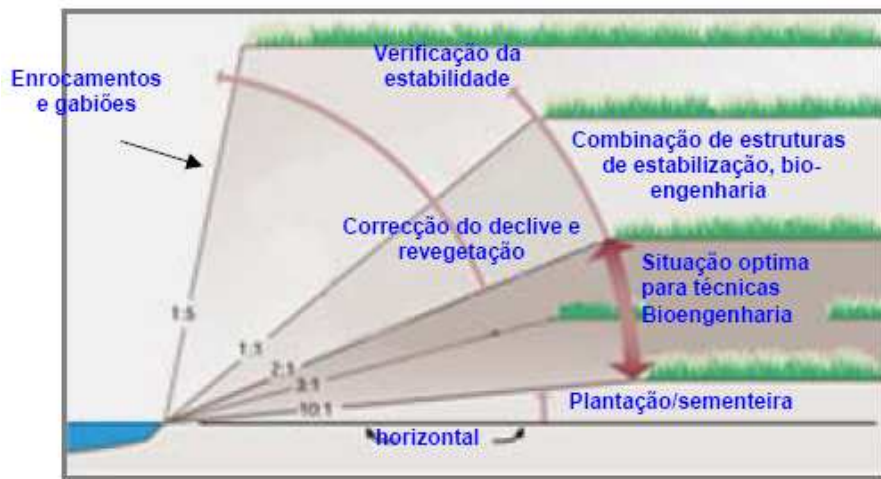


Figura 4.1 - Declive das margens como factor essencial na escolha do tipo de intervenção [5].

Contudo, todas as soluções a adoptar devem verificar diversos princípios gerais de estabilidade. Um deles baseia-se, na análise e avaliação cuidadosa dos troços danificados, ou sujeitos a desgaste erosivo acentuado, permitindo determinar qual a extensão que necessita verdadeiramente de ser protegida.

4.2 TIPOS DE PROTECÇÃO

As protecções têm o propósito fundamental de estabilizar e proteger o canal fluvial, sob o ponto de vista hidráulico. Ou seja, pretende manter a secção do curso de água estável e dentro dos limites estabelecidos para a sua utilização.

As formas de protecção usualmente utilizadas, contra a acção hidráulica, são classificadas em dois grupos, os revestimentos ou protecções directas ou contínuas e as protecções indirectas ou descontínuas [2].

As protecções contínuas subdividem-se em revestimentos flexíveis e revestimentos rígidos. Enquanto as protecções descontínuas se distinguem entre espigões e diques. O principal método construtivo das protecções contínuas, baseia-se no apoio ou execução directa no talude das margens.

As principais obras associadas às protecções contínuas são: a redução do ângulo de talude, revestimento das margens com enrocamento, cascalho, pedras britadas, vegetação, revestimento asfáltico, gabiões, cortinas contínuas e muros [2].

Relativamente às protecções descontínuas, o principal método construtivo, baseia-se em obras construídas a uma certa distância da margem, de forma a desviar as correntes e provocar a deposição de material sólido transportado pelo escoamento [2].

É de notar, que as protecções contínuas, são na sua maioria, paralelas ao eixo do canal, enquanto as protecções indirectas, desenvolvem um determinado ângulo com o eixo do canal.

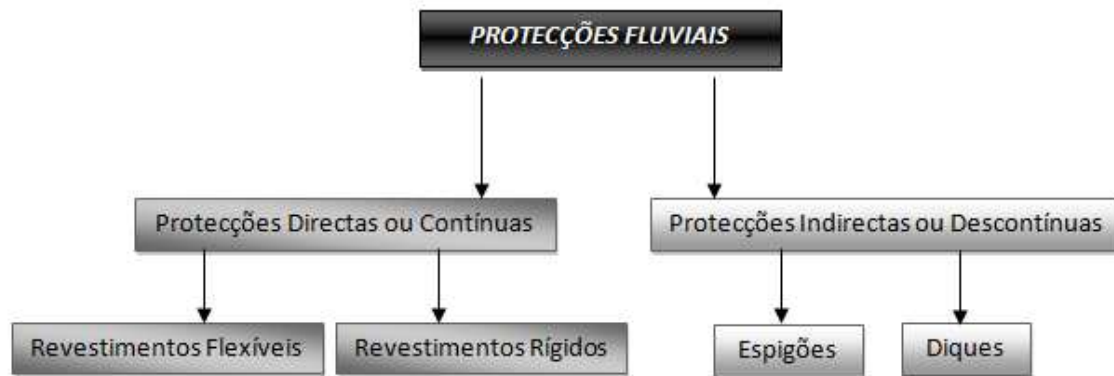


Figura 4.2 - Tipos de protecções fluviais.

Antes de ser feita uma orientação sobre qual o melhor revestimento para cada caso específico, é vantajoso referir algumas características base, que afectam o comportamento geral dos revestimentos. Um deles preocupa-se com a própria natureza do revestimento, caso este seja formado por vegetação, no caso da bioengenharia, ou formado por estruturas rígidas, no caso da engenharia estrutural, ou mesmo pela combinação dos dois tipos.

Outra importante característica é a flexibilidade do revestimento, definida como a capacidade de se manter um bom contacto com a camada de solo base, com a progressiva alteração de escoamentos. De acordo com esta definição, um revestimento de betão é considerado rígido, pois dificilmente suporta assentamentos do solo base, sem que ocorram fissuras ou mesmo a rotura do revestimento [4].

Os revestimentos flexíveis são geralmente utilizados em estruturas de protecção onde é expectável a ocorrência de instabilidades geotécnicas, e onde se pretende minimizar os trabalhos de manutenção.

A permeabilidade é outra importante propriedade dos revestimentos. A importância da permeabilidade está relacionada com a capacidade do revestimento em transmitir pressão em ambas as direcções, isto é, do canal fluvial para as margens e fundo, e vice-versa. Assim, permite a libertação de pressões que de outra forma se acumulariam atrás do revestimento. Contudo, se o material constituinte das margens e fundo do canal for impermeável, as forças do escoamento são impedidas de arrastar as partículas da camada de solo base, garantindo um bom apoio da estrutura.

As principais vantagens e limitações das protecções contínuas e descontínuas, são descritas de seguida [2].

Protecções Contínuas

Vantagens:

- Não há diminuição da secção hidráulica do rio;
- Normalmente são mais eficientes;
- Maior garantia da fixação definitiva das margens.

Desvantagens:

- Construção mais complexa, que por sua vez torna a obra mais dispendiosa;
- Necessidade de manutenção cuidadosa para que a protecção não seja colocada em perigo.

Protecções Descontínuas

Vantagens:

- Normalmente mais económicas;
- Custos de manutenção menores;
- Caso ocorra uma rotura localizada na protecção, não irá por em perigo toda a estrutura;
- Podem ser construídas por etapas;
- A retenção de sedimentos proporciona alguma protecção.

Desvantagens:

- Menos eficazes e de menor garantia;
- Diminuem a secção hidráulica;
- Aumentam a rugosidade das margens;
- Produzem perdas de carga adicionais.

De acordo com o referido atrás, as protecções contínuas dividem-se em flexíveis e rígidas. Dentro da categoria de protecções flexíveis, existem soluções que utilizam enrocamento, ou técnicas de bioengenharia, que serão descritas adiante. As protecções contínuas rígidas, englobam a utilização de materiais pouco flexíveis, como o betão ou as misturas de enrocamento com argamassas.

As protecções descontínuas, podem ser igualmente flexíveis e rígidas, sendo que as protecções do tipo flexíveis, utilizam, por exemplo, enrocamento, muros de gravidade em betão ou muros de betão armado.

Contudo, o âmbito deste trabalho, engloba unicamente a consideração das protecções contínuas de rios e canais fluviais, assim as protecções indirectas foram unicamente referidas, a título de comparação.

4.3 PROCEDIMENTOS DE CONCEPÇÃO DO PROJECTO

4.3.1. INTRODUÇÃO

O projecto de revestimento de um rio ou canal, depende do tipo e magnitude do estudo, que normalmente se confina às três seguintes etapas:

- Estudo Prévio;
- Ante projecto;
- Projecto de Execução.

Estas etapas são normalmente necessárias para que possa ser adoptada uma solução. De facto, pequenos projectos de revestimento de canais podem ser realizados sem que sejam analisadas todas as três etapas, mas o processo mental de análise deverá estar sempre presente.

O estudo prévio avalia o estado do rio ou canal a intervir, analisando as possíveis estratégias para o controlo erosivo e a selecção em termos gerais, do tipo de protecção e revestimentos a aplicar. Esta fase é seguida da fase de ante projecto, durante a qual deverá ser recolhida, vasta informação detalhada do local e deverão ser definidas as principais cargas predominantes. A consideração de factores ambientais, entre outros, pode levar à consideração de materiais de revestimento alternativos, e à possível escolha de outras soluções [7].

O processo conclui-se na fase de projecto de execução, onde a camada de cobertura e as camadas inferiores (incluindo os filtros) são dimensionadas e detalhadamente especificadas. Esta fase deverá incluir uma análise de previsão de investimento, e um programa detalhado de manutenção.

Existem duas principais abordagens alternativas para a concepção das obras de revestimento de um rio. A abordagem determinista e a probabilística, sendo que para a primeira as piores situações são determinadas e o revestimento é dimensionado para que haja uma certa margem de segurança. Esta abordagem é simplista mas usualmente é mais conservadora do que a aproximação probabilística [7].

Por sua vez a abordagem probabilística, fundamenta-se no dimensionamento com base na análise de dados estatísticos, e objectiva estimar a probabilidade de ocorrência de determinadas situações de escoamento, em diversos cenários, que levem à rotura do revestimento.

4.3.2. PARÂMETROS DE PROJECTO

Existe um grande número de parâmetros que geralmente devem ser considerados quando seleccionamos e projectamos um adequado sistema de protecção. Estes podem agrupar-se nas seguintes categorias [7]:

Hidráulica; Os parâmetros hidráulicos são essenciais para determinar as dimensões estáveis dos materiais que constituem os revestimentos. Alguns destes parâmetros são obtidos a partir de estudos hidrológicos, contudo a engenharia dispõe de dados importantes, designadamente, a velocidade média

e o nível médio da água, entre outros parâmetros cruciais para o cálculo da estabilidade do curso de água.

O conhecimento da velocidade do escoamento nas margens e leito do rio, velocidade na profundidade média, quantidade de turbulência no escoamento, distribuição de velocidades na secção transversal desde um cenário de estiagem à maior cheia, permitem a realização de estudos hidráulicos aprofundados, para que se possa obter a melhor protecção a aplicar.

Os valores dos parâmetros a aplicar dependem do período de retorno para o qual projectamos uma dada solução.

Geotecnia; Os parâmetros geotécnicos incluem as características do solo e a presença de instabilidades antigas, como erosões ou depósitos localizados.

Ambiental; Os parâmetros ambientais são um factor determinante na escolha da estratégia de resolução dos problemas de instabilidade do canal fluvial. A preocupação com a preservação ou reforço dos habitats da fauna e flora de uma dada área ecológica e o desenvolvimento de um canal fluvial esteticamente agradável, são considerações de projecto que os engenheiros devem privilegiar, tanto quanto a estabilidade hidráulica do revestimento de protecção. As necessidades sociais são abordadas, e em projecto devem ser considerados alguns requisitos recreativos, como circuitos de passeio e/ou turísticos, desportos aquáticos, pesca desportiva, entre outros.

É igualmente importante ter em conta as necessidades locais dos utilizadores do solo, como os agricultores, residentes urbanos ou indústrias.

Navegabilidade; O tráfego de navios de uso recreativo ou comercial, gera ondulação, e exige condições especiais sendo necessárias uma largura e profundidade mínimas, bem como a consideração de operações de manutenção do canal, para que se verifiquem condições de navegabilidade, ao longo do tempo.

Construção; Os parâmetros relacionados com a construção incluem a disponibilidade de materiais e espaço físico, acessibilidade de máquinas, equipamentos e trabalhadores.

Custos; O capital relativo ao investimento inicial e manutenções da estrutura edificada é um parâmetro a ter bem em conta, pois muitas vezes dita a melhor solução para o revestimento. A análise custo/benefício é igualmente requerida para determinar as soluções mais eficientes.

Requisitos Legais; Estes irão depender do país onde os trabalhos de protecção serão realizados, sendo geralmente responsabilidades de diversas instituições. As instituições que normalmente necessitam de ser consultadas são as que possuem responsabilidades ambientais, responsabilidades de carácter hidrológico, autoridades locais, organizações que administram as linhas navegáveis, portos, autoridades portuárias, e departamentos governamentais.

4.3.3. ETAPAS DA CONCEPÇÃO DO PROJECTO

4.3.3.1. Estudo Prévio

A primeira etapa do projecto envolve usualmente a identificação do tipo de estratégia que melhor se aplicará ao caso em análise. Na fase de estudo prévio não são realizados quaisquer tipos de cálculos quantitativos, contudo é requerida uma apreciação compreensiva dos vários factores determinantes, que ultrapassam largamente os parâmetros hidráulicos.

O engenheiro é confrontado com as diversas implicações associadas à progressão dos processos erosivos, quantificando quais as possíveis consequências para os residentes locais, estruturas próximas e ambiente envolvente.

A definição de objectivos para o controlo da erosão, envolve a consideração de parâmetros de projecto relevantes. A acessibilidade do local e a utilização de outras possíveis estruturas devem igualmente ser estudadas nesta fase de concepção. Os parâmetros descritos levarão à escolha da melhor estratégia a adoptar, para:

- Permitir o ajustamento natural do canal;
- Gerir o problema da erosão;
- Realização dos trabalhos de engenharia.

O valor da velocidade normalmente usada nesta fase, é a velocidade média da secção transversal, para a condição de secção cheia.

O esquema seguinte (esquema 1), evidencia os diferentes passos desta etapa da concepção do projecto.

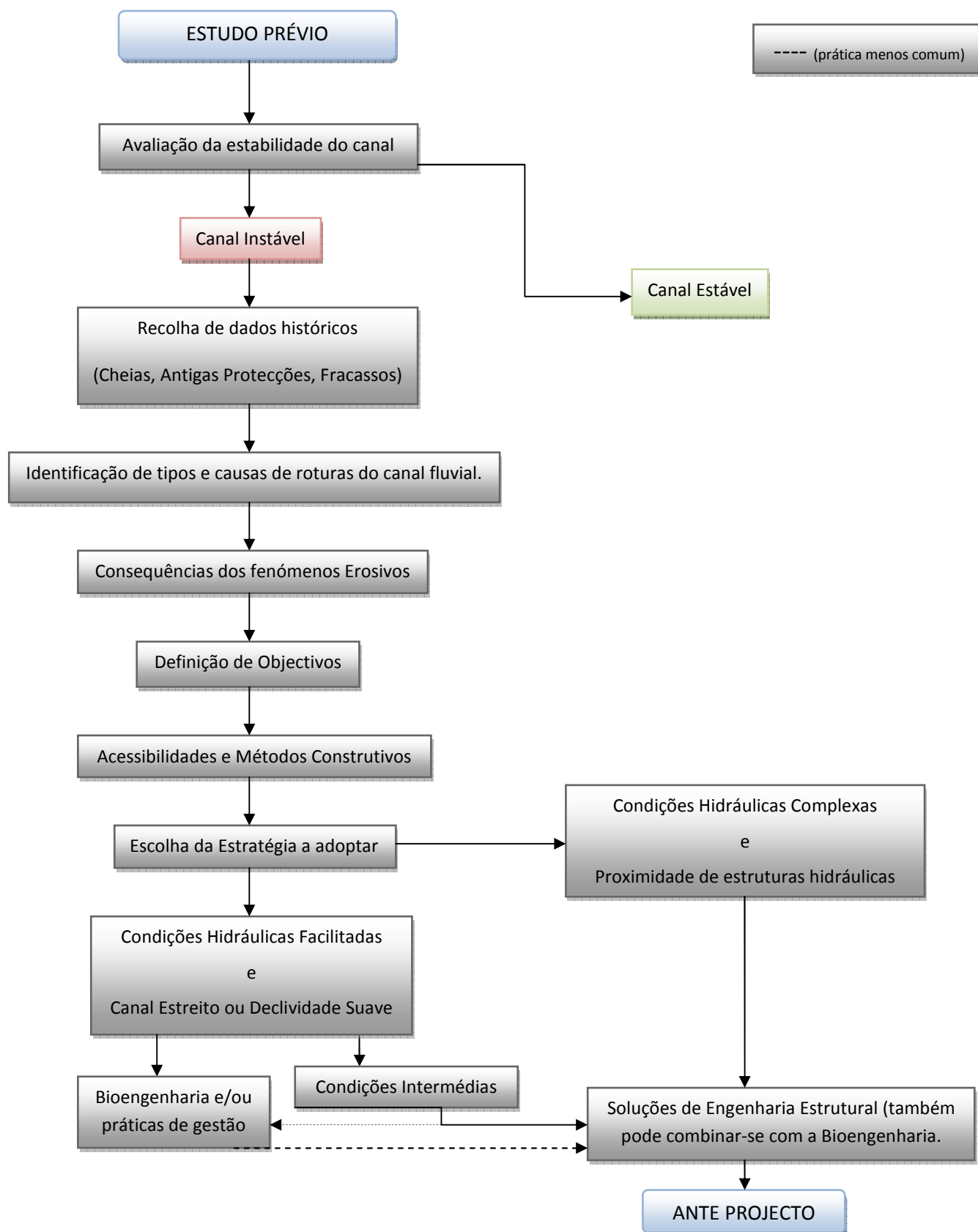


Figura 4.3 - Esquema simplificativo das etapas do estudo prévio [7].

4.3.3.2. Ante-Projecto

Uma vez pré-seleccionada a solução na fase de estudo prévio, a próxima fase é o ante projecto, ou projecto preliminar.

Os vários passos nesta fase são apresentados no seguinte gráfico:

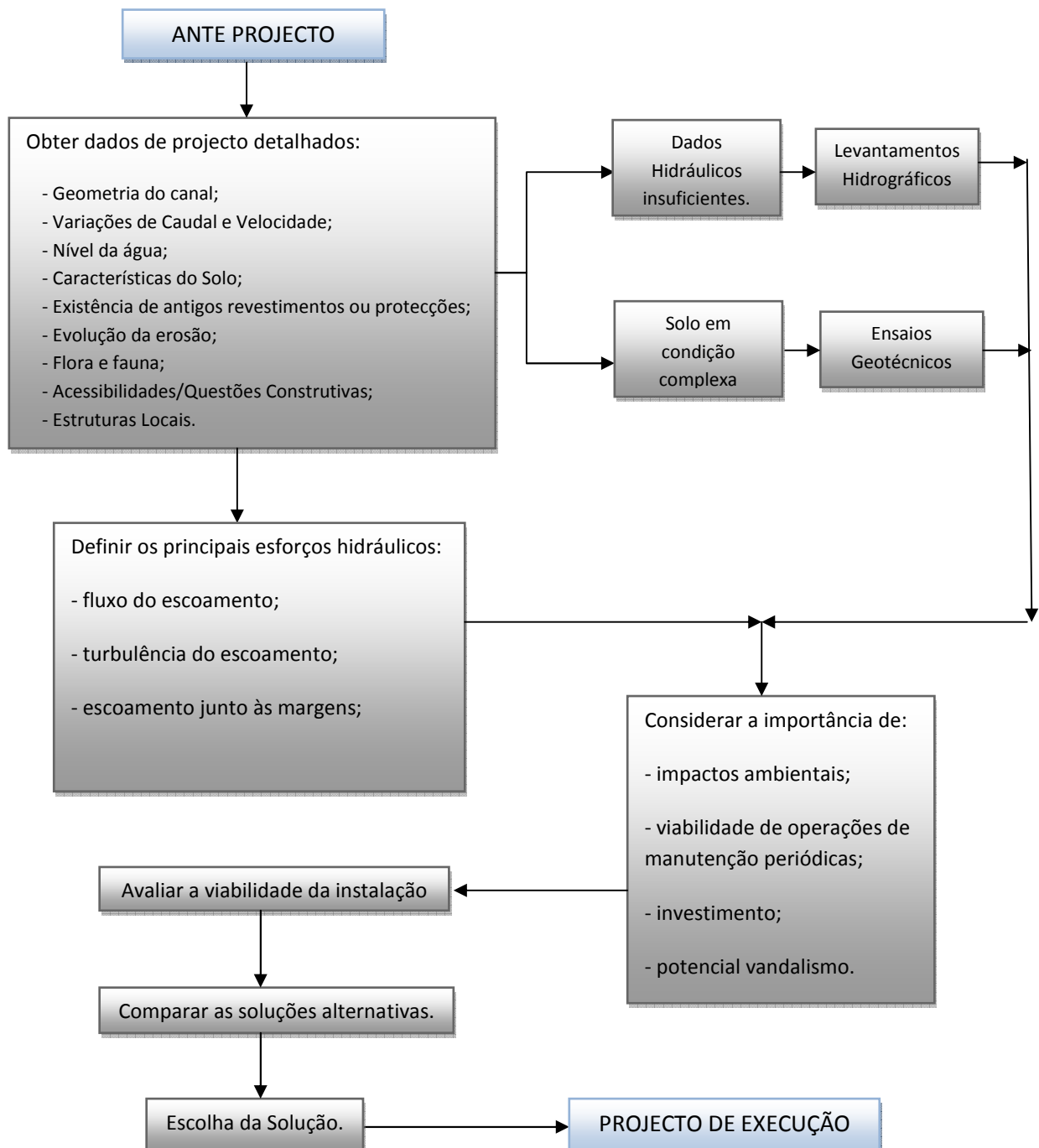


Figura 4.4 - Esquema simplificativo das etapas do Ante Projecto [7].

Na sequência da escolha do tipo de estratégia a adoptar, o projectista necessita de recolher dados de base suficientes, que permitam suportar uma decisão técnica acerca do melhor revestimento a aplicar.

A quantidade e precisão dos dados recolhidos, irá depender, dentro de diversos factores, da importância e magnitude do esquema de intervenção, mas deverá ser suficiente para que se possam determinar os principais esforços hidráulicos. Por vezes a escassez de dados hidráulicos ou geotécnicos, faz com que seja necessário recorrer a levantamentos hidrográficos e ensaios geotécnicos específicos.

O ante projecto continua com a consideração de factores, como a sensibilidade ecológica do local, a importância do investimento e de atractividade, a viabilidade de trabalhos de manutenção frequentes e a potencialidade de actos de vandalismo. Outro importante passo é a avaliação da possibilidade de colocação da camada filtro debaixo do revestimento, entre outras questões de foro estrutural [7].

A comparação de soluções alternativas é normalmente possível nesta fase, contudo, face à sua complexidade, certas condições de projecto requerem testes laboratoriais ou ensaios no campo, para determinar se alguma das opções é adequada às condições específicas do local.

No final desta fase, para canais pequenos é normalmente definido um único tipo preferencial de revestimento, enquanto no caso de canais de maior dimensão, é necessário encontrar mais do que um tipo de solução de revestimento, desde que as condições variem ao longo do seu desenvolvimento longitudinal.

4.3.3.3. Projecto de Execução

A última fase no procedimento de projecto envolve o detalhe de engenharia de todos os componentes do revestimento eleito (camada de cobertura, filtros granulares ou sintéticos e a camada de fundação) e a especificação de todas as exigências impostas para as fronteiras do canal.

Particularmente importante é a definição de uma forma adequada para a protecção das margens e o detalhe do encontro entre a estrutura de protecção a ser construída e o seu encontro com outros elementos de protecção ou margens e talvegue de rios afluentes.

A especificação de métodos construtivos, tais como, maquinaria necessária e período de construção são igualmente definidos nesta fase.

Uma análise de investimento detalhada, e uma estimativa de investimentos futuros em manutenção, devem igualmente ser realizadas, com base no período de vida útil do projecto. Em alguns casos, uma análise de custo-benefício que deverá iniciar-se na fase anterior, como justificação da escolha do revestimento a adoptar, será nesta fase completada. Nesta análise deverá ser considerada uma parcela, sempre que possível, relativa à quantificação de custo-benefício de carácter ambiental.

Os diversos passos, relativos à fase de projecto de execução, são apresentados no esquema seguinte.

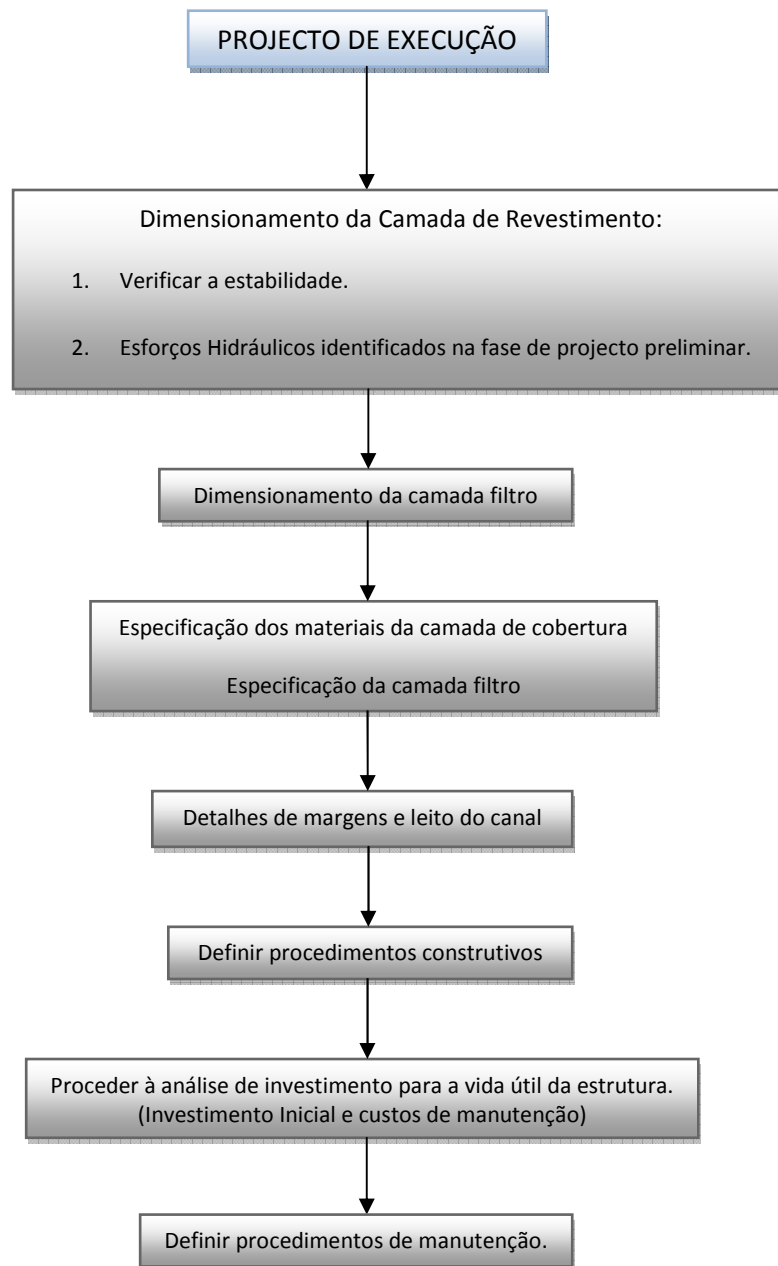


Figura 4.5 - Esquema simplificativo das etapas do projecto de execução [7].

4.4 TIPOS DE REVESTIMENTO

4.4.1. ENROCAMENTO

O enrocamento é um dos materiais mais utilizados na protecção de rios e canais fluviais, devido principalmente à sua flexibilidade.

Estes revestimentos são formados por sucessivas camadas de pedra, com dimensão crescente no sentido do talude das margens para o exterior. Estas estruturas são estabelecidas sobre camadas de granulometria mais fina, mas crescente no mesmo sentido, as quais funcionam como estrutura filtrante. Subjacente a este filtro, pode ser colocada uma manta de geossintético, que funciona ainda como superfície de separação.

O dimensionamento das diversas camadas da estrutura filtrante é feito com base em diversas considerações, que têm como finalidade principal evitar a passagem dos elementos finos do material das margens a proteger. Este Filtro terá de ser estabilizado por camadas de enrocamento de protecção, cujo dimensionamento seguirá o estabelecido mais à frente, no capítulo 6, “Dimensionamento Hidráulico de Protecções”.

Graças à sua capacidade de resistência a elevadas cargas e efeitos erosivos, o material mais utilizado em protecções de rios e canais fluviais. Pelo que, o uso de pedras tem uma vasta aplicabilidade, desde a protecção ao impacto directo do escoamento, até à construção de camadas filtro, e camadas intermédias.

O conjunto formado pela camada de filtro e pelo enrocamento, subdivide-se em quatro tipos distintos de protecção: Riprap (enrocamento simplesmente lançado), Blocos de Pedra (enrocamento cuidadosamente colocados como unidades independentes), Enrocamento Ligeiro Arrumado (enrocamento colocado manualmente) e Enrocamento com Argamassa (enrocamento colocado juntamente com a aplicação de betão ou betume).

4.4.1.1. Riprap

O Riprap é o termo usado para descrever os elementos independentes de rocha, com uma granulometria elevada, usada para a protecção de canais fluviais, contra os esforços do escoamento, também denominado de revestimento com enrocamento.

O Riprap é um método muito comum e eficaz no controlo da erosão das margens dos rios.

O revestimento Riprap é formado por diversas camadas de rocha, com tamanho normalmente superior a 200 mm [3].

É um dos mais versáteis tipos de revestimento, e pode ser aplicado a diversas condições de escoamento e solo. É muito flexível e facilmente comporta ajustamentos do solo base, sem que ocorra o colapso, pois os seus elementos rígidos e independentes deslocam-se sem que percam o contacto físico e estabilizador com outros elementos constituintes da camada de protecção. Alias, devido à espessura da camada, em caso de rotura esta tende a ocorrer gradualmente, permitindo que haja tempo para proceder às devidas reparações.

É de referir que a melhor estabilidade é atingida com um Riprap bem graduado, onde a fracção de rochas mais pequenas é colocada entre as diversas camadas de enrocamento, permitindo que a porosidade da estrutura passe de 40% para 25%.

Rochas dos mais diversos feitios podem ser encontradas em estruturas Riprap, desde rochas angulares, a arredondadas ou alongadas, embora estas últimas sejam consideradas menos úteis, pois a forma alongada confere menos estabilidade à estrutura, e oferece maior dificuldade no reajustamento para novas posições, no caso de rotura parcial da estrutura [12].

O Riprap constitui assim, uma técnica de protecção durável e resistente, sobretudo para margens de rios expostas a altas velocidades de corrente. As camadas de enrocamento colocadas sobre a superfície do talude promovem a protecção estrutural das mesmas, detendo ou minimizando a erosão. Alias, basta aumentar a rugosidade hidráulica para diminuir a velocidade do escoamento nas margens e, concomitantemente, a energia potencial do rio ou canal. Adicionalmente proporcionam uma acumulação de sedimentos transportados pelo rio, o que facilita a colonização espontânea de vegetação ou a plantação e sementeira da mesma, desvanecendo o impacto visual marcadamente negativo que esta técnica assume logo após a instalação. É aconselhável a sua instalação sobre material drenante, como geotêxtil ou filtro granular, de forma a evitar que a instabilidade excessiva do talude leve ao seu desmoronamento. Todavia, previamente à sua instalação pode ser necessário corrigir a inclinação do talude.

Nenhuma instalação de enrocamento deverá ser considerada como permanente. A inspecção e rotina de manutenção deverão ser conduzidas pelo menos anualmente, ou após cada ocorrência dum evento de cheia, de forma a assegurar a estabilidade da estrutura, requerendo um especialista para a necessária análise hidráulica e hidrológica, de modo a apreciar a sua susceptibilidade à instabilidade e degradação, de modo a que este tipo de instalação seja o mais eficaz possível.

Os seguintes critérios adicionais são geralmente adoptados na utilização deste tipo de estrutura, não esquecendo que o aspecto mais crucial é a escolha do material e a definição dos respectivos tamanhos:

- O declive do enrocamento não deverá exceder a inclinação de 2H:1V;
- A espessura mínima da camada de Riprap deverá ser igual à dimensão do maior tamanho de pedra utilizado na sua construção;
- A camada de material filtrante a ser colocada, poderá ser constituída por gravilha ou areia grosseira, constituindo uma espessura de 15 a 25% da espessura do Riprap, ou por um geossintético com esta propriedade;
- Se a base da margem é composta por material erodível, deverá ser obrigatoriamente provida duma protecção complementar;
- O enrocamento deverá prolongar-se o suficiente acima e abaixo do nível das águas de modo a não ser desgastado em situações de variação acentuada de caudal.

Diversos estudos acerca da estabilidade do revestimento Riprap sujeito aos esforços do escoamento, demonstraram que a estabilidade das rochas depende essencialmente da [21]:

- Propriedades rochosas dos blocos de enrocamento;
- A localização do Riprap a instalar (margens e/ou leito).

Muitos investigadores propuseram formulações para o dimensionamento do Riprap, sendo muitas vezes confrontado com o problema da escolha de uma solução adequada, dentro de uma vasta gama de equações validas que por sua vez fornecem valores um pouco diferentes.

De seguida são referidas as principais vantagens e limitações dos revestimentos Riprap.

Vantagens:

- Elevado nível de protecção para velocidades do escoamento elevadas;
- Relativa facilidade de instalação;
- Baixa necessidade de manutenção;
- Protecção imediata e durável;
- Materiais localmente acessíveis;
- Facilidade de integração da vegetação.

Limitações:

- Dificuldades de colocação por falta de acessibilidades;
- Equipamento pesado para a obra, podendo aumentar a degradação da zona envolvente;
- Alto custo do material e transporte;
- Remoção do material pré-existente no talude;
- Complexidade de instalação da base de enrocamento.

CORTE TRANSVERSAL

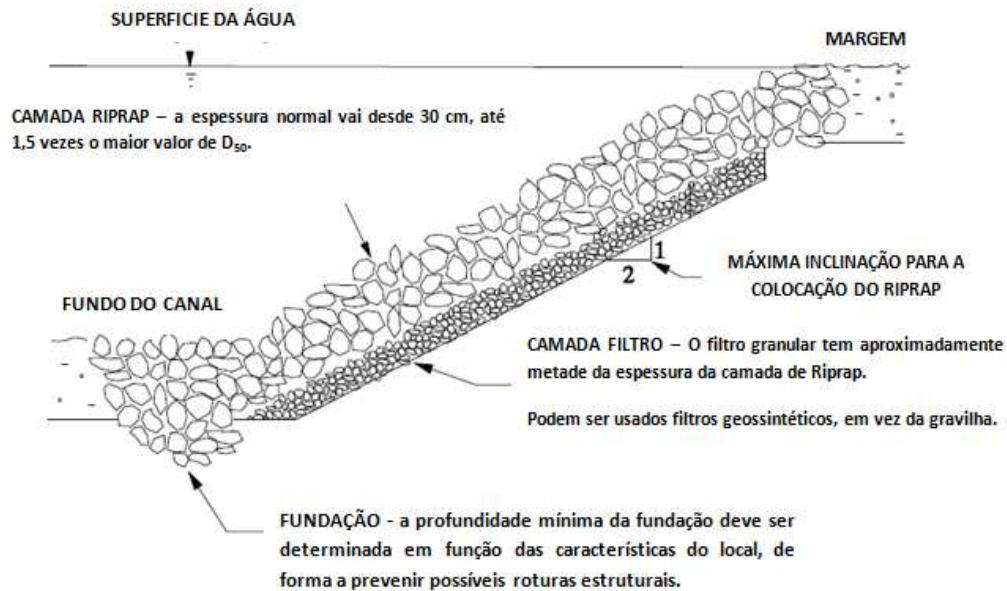


Figura 4.6 - Corte transversal esquemático de uma estrutura de Riprap [7].

Viabilidade:

- Riprap pode ser concebido como protecção para margens e leito de rios, sob fortes correntes e ondulações, incluindo elevados níveis de turbulência.
- É uma solução viável para protecção de margens com inclinação de talude superior a 1,5H:1V sem necessidade de meios adicionais de reforço.
- A facilidade de colocação, realizada com uma máquina e geralmente sem necessidade de colocação manual ou compactação, torna este revestimento uma opção viável para variadas situações, incluindo protecções submersas. Contudo, necessita de cuidados especiais quando os trabalhos são realizados debaixo de água, de forma a evitar a perda das unidades mais pequenas de enrocamento. A instalação das estruturas Riprap pode ser realizada a partir de terra (disponibilidade de acessos para máquinas) ou a partir da água (quando o espaço em terra é restrito).
- Devido à necessidade de manutenção reduzida, torna-se particularmente importante para áreas remotas.
- A sua flexibilidade faz com que as estruturas Riprap sejam uma boa opção para a protecção contra os efeitos erosivos em zonas de transição entre estruturas hidráulicas e canais naturais, ou outro tipo de revestimento.

4.4.1.2. Blocos de Pedra

Apesar de menos comum comparativamente ao Riprap, a solução de protecção com blocos de pedra, é todavia bastante usada para a protecção de margens de rios. São utilizados blocos de enrocamento rectangulares, com pesos quase nunca inferiores a 1 tonelada e cujas unidades são colocadas com o auxílio de uma máquina [7]. Os blocos são cuidadosamente colocados em camadas, para formarem vários degraus ao longo da margem, com o objectivo de facilitar a fixação de vegetação, que por sua vez permite reforçar e fixar o solo, aumentando também a qualidade ambiental da envolvente.



Figura 4.7 - Exemplo de uma protecção com blocos de pedra.

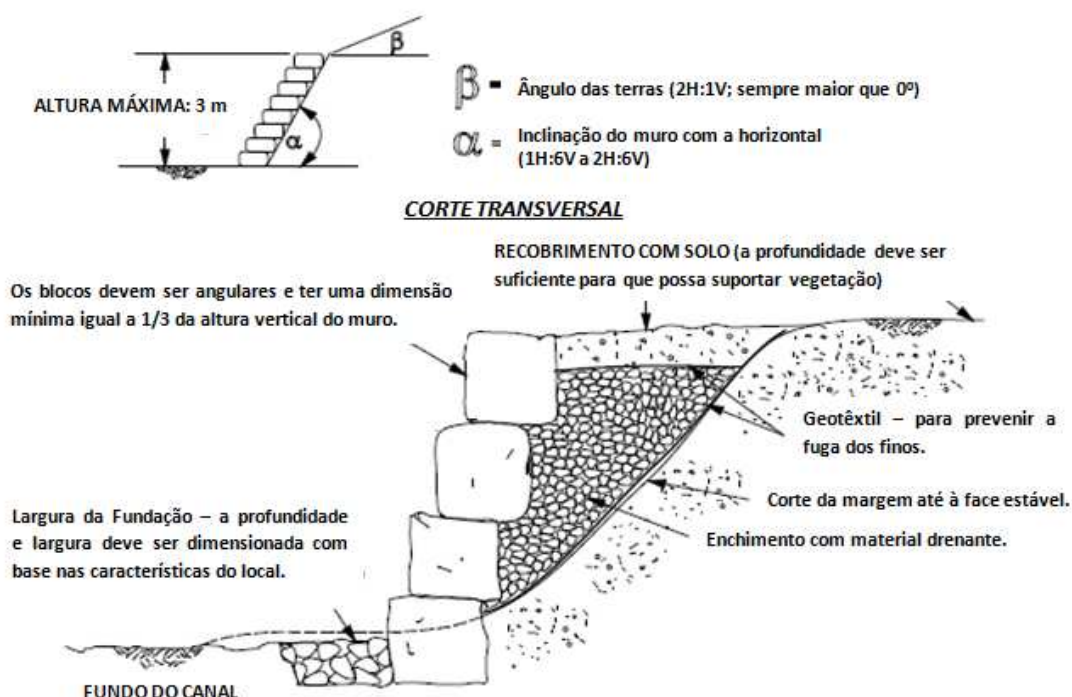


Figura 4.8 - Corte transversal esquemático de uma estrutura de blocos de pedra [7].

PLANTA GERAL

NOTA CONSTRUTIVA: Em trechos de canal fluvial curvo, os blocos de enrocamento devem ser posicionados com uma ligeira rotação face à margem, proporcionando um melhor ângulo de defesa contra o escoamento. (mín: 10 cm)

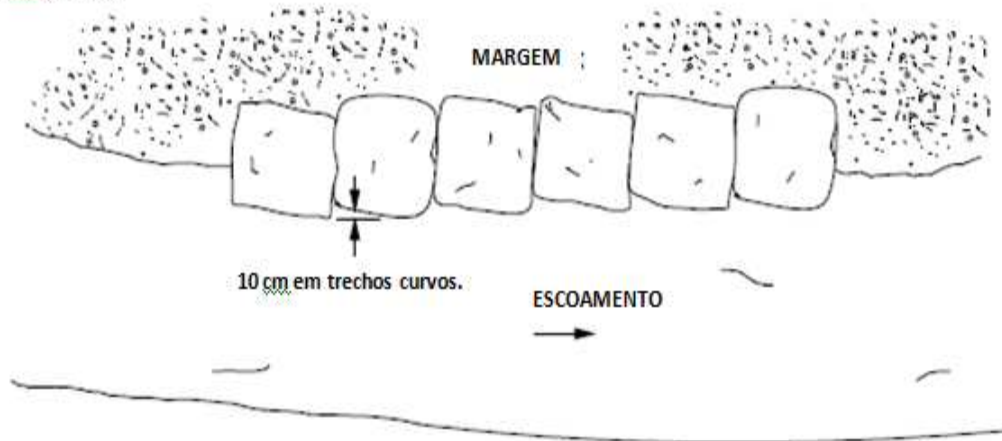


Figura 4.9 - Planta geral esquemática de uma estrutura de blocos de pedra [7].

Existem três aspectos essenciais como forma de assegurar a estabilidade deste revestimento.

- O primeiro aspecto, é a construção de uma boa fundação;
- O segundo aspecto, é a consideração de um filtro, colocado na parte inferior da camada de blocos de rocha. Na maioria das vezes, devido à limitação de espaço, os filtros sintéticos contemplando os geotêxteis, serão a solução mais vantajosa, comparativamente com os filtros granulares.
- Por fim, o terceiro aspecto é relativo à qualidade da rocha utilizada. Esta necessita de ser bastante rígida e sem fracturas ou descontinuidades, que em caso contrário, podem levar ao seu desmembramento e consequente redução da eficácia face a escoamentos agressivos.

O dimensionamento de blocos de enrocamento é muitas vezes baseado em considerações de experiências passadas e boas práticas. Devido à falta de fórmulas de dimensionamento, é particularmente importante ter em atenção os três importantes aspectos mencionados anteriormente.

Quando o enrocamento é usado como um muro de suporte, este deverá ser dimensionado para todos os cenários de rotura possíveis.

Viabilidade:

- Do ponto de vista estético e ambiental, os blocos de enrocamento são mais adequados a rios localizados em zonas de cabeceira, ou seja, rios de montanha;

- Do ponto de vista hidráulico, oferece uma protecção estável face a escoamentos agressivos, mas somente para níveis de turbulência moderados;
- Devido à possibilidade de construção em degraus, que por sua vez, originam muros de suporte, os blocos de enrocamento podem ser um atractivo, mas geralmente torna-se uma solução mais dispendiosa, do que a utilização de gabiões ou muros de betão armado (em situações com espaço limitado).

4.4.1.3. Enrocamento Ligeiro Arrumado

Esta é uma protecção tradicional, que pode resistir a um escoamento médio a forte, e proporciona em determinadas zonas, uma agradável integração paisagística e um elegante revestimento. As rochas são colocadas manualmente, em condições secas e a melhor integração paisagística é conseguida utilizando rochas locais, com dimensões e formas que combinem com o ambiente envolvente. Comparativamente com o Riprap, este envolve um trabalho muito mais intenso, contudo é executada uma única camada de rocha.

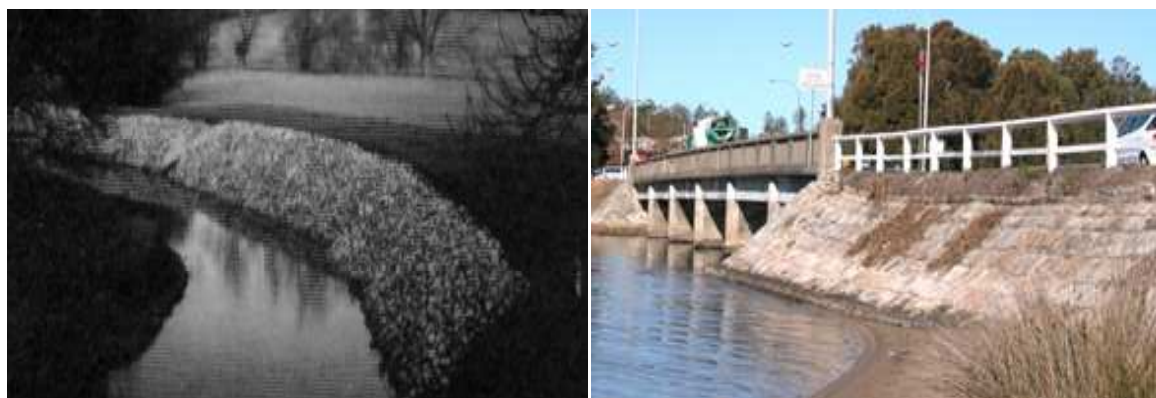


Figura 4.10 - Exemplos de revestimento com enrocamento ligeiro arrumado.



Figura 4.11 – Perfis transversais típicos de um revestimento com enrocamento ligeiro arrumado [21].

De seguida são descritas as principais características deste tipo de revestimento.

- É usado um tamanho único de rocha, por vezes com gravilha ou pequenas pedras para preenchimento dos espaços entre as unidades de maior dimensão. Uma camada de regularização pode ser, ou não necessária;
- Colocada numa única camada, formando uma superfície mais suave, comparativamente com o Riprap;
- Juntas entre rochas são fechadas, para minimizar os efeitos erosivos no solo base.
- Flexibilidade relativa, juntas fechadas e integração no solo base. Capacidade limitada em assimilar deformações e assentamento do solo;
- Necessita ser inspeccionada frequentemente, para verificar a integridade do revestimento, como perdas ou mesmo roturas pontuais, devido à erosão do solo de fundação.

Devido em parte ao seu uso histórico e ao declínio da sua aplicabilidade, apenas podem ser fornecidos alguns dados base para o dimensionamento destas protecções, que por sua vez, se baseiam em comparações com a performance das estruturas Riprap.

Para condições de escoamento forte, a dimensão do enrocamento é de 85% do requerido para as estruturas Riprap [7].

Viabilidade:

- A solução de enrocamento ligeiro arrumado, devido aos elevados encargos com mão-de-obra envolvidos na sua construção e manutenção, é normalmente limitada a pequenas áreas de revestimento, e em situações em que se pretende reparar uma pequena protecção de margem;
- Necessita de condições secas para que se possa proceder à sua construção, ou pela construção de enscadeiras;
- Este revestimento é maioritariamente usado na protecção superior das margens, e raramente se aplica à sua totalidade;
- É essencial existir um solo de base firme, onde a rocha possa assentar, sem que ocorram deformações graves. Os solos granulares muito permeáveis, normalmente não aconselháveis para a aplicação deste tipo de revestimento.

4.4.1.4. Enrocamento com Argamassa

Com o objectivo de aumentar a sua estabilidade e minimizar os riscos da perda de partículas, os revestimentos com enrocamento, são por vezes, argamassados com betão ou betume. Comparativamente com o enrocamento lançado, ou arrumado, esta solução permite utilizar as rochas de menor dimensão, contudo a permeabilidade do revestimento é consequentemente reduzida.

Quando se usam argamassas de betão há uma perda de flexibilidade, e o revestimento perde alguma capacidade de adaptação a assentamentos.

A aplicação de argamassas pode ser realizada em estruturas Riprap ou de enrocamento colocado manualmente, sendo o betume o material mais utilizado, contudo são possíveis diversos tipos de soluções com argamassas, que dependem da quantidade de vazios preenchidos, classificados de acordo com:

- Superfície argamassada (não penetra na totalidade do espaçamento entre rochas e corresponde a um terço dos vazios preenchidos);
- Diversas formas de modelos argamassados (onde apenas alguma da área superficial do revestimento é coberta e são preenchidos 50 a 80% dos vazios);
- Toda a estrutura é argamassada (revestimento impermeável).

As argamassas de betão são usadas em conjunto com as estruturas Riprap, principalmente para aumentar a sua estabilidade nas transições com estruturas hidráulicas ou outros tipos de revestimentos. Nas protecções de enrocamento ligeiro arrumado, a utilização de argamassas de betão é utilizada sempre que se pretenda aumentar a estabilidade, principalmente perto de zonas de confluência de linhas de água, e perto de estruturas hidráulicas.

Devido à excessiva presença de água, a trababilidade das argamassas pode ser melhorada com a utilização de aditivos.

É conhecido que a redução do tamanho do enrocamento é conseguida pela adição de argamassas, mas os resultados não estão devidamente estudados e quantificados no âmbito dos revestimentos Riprap, contudo, é referido que a dimensão nominal do enrocamento (D_{50}) necessária para escoamento forte, pode ser reduzido em 10%, caso a superfície do revestimento seja argamassada.

Relativamente às argamassas de betão, foi mencionado anteriormente, que este tipo de argamassa, é largamente utilizada em protecções de enrocamento ligeiro arrumado, pois confere um aumento da rigidez e da impermeabilidade ao revestimento, por sua vez, este revestimento passa a ser do tipo rígido e torna-se fulcral que o seu solo base seja firme e que a estrutura esteja assente numa fundação em betão, situada na base da protecção.

A argamassa de betão pode ser colocada sobre toda a superfície de enrocamento, ou somente nas uniões entre os blocos de enrocamento, proporcionando uma melhor inserção no ambiente em que está inserida a estrutura de protecção.

Existem poucas orientações para o dimensionamento das argamassas de betão e betume a aplicar em estruturas de enrocamento, contudo a sua característica mais importante é limitar o movimento dos blocos de enrocamento, favorecendo a estabilidade da estrutura.

Viabilidade:

- As argamassas são utilizadas em estruturas de protecção com o objectivo de garantir a eficácia do revestimento onde seja necessário reforço, e em especial destinam-se a zonas

de transição com estruturas hidráulicas, onde a alteração do regime do escoamento aumenta a turbulência, tornando estes pontos mais susceptíveis a roturas;

- A aplicação de argamassas permite favorecer o aspecto estético do revestimento, principalmente quando este está inserido na malha urbana.

4.4.2. GABIÕES

A denominação gabião é um nome genérico dado a um tipo de revestimento, formado por uma malha em arame, preenchida com pedras.

Estas caixas em arame podem ser aproximadamente cúbicas, rectangulares (com espessura reduzida), ou cilíndricas. O primeiro tipo é geralmente conhecido como gabião caixa, o segundo como colchão Reno, e o terceiro tipo pode assumir diferentes nomes, como gabião saco.

O gabião restringe o movimento das rochas existentes no seu interior, o que permite aumentar a estabilidade destes elementos, quando comparado com os revestimentos constituídos por rochas soltas. Isto significa que para as mesmas condições de escoamento, as rochas de menor dimensão poderão ser utilizadas, o que se traduz numa enorme vantagem, principalmente em regiões onde haja escassez de grandes rochas.

A flexibilidade das estruturas de arame, permite que estes se deformem quando sujeitos a fortes escoamentos, sem que ocorra a sua rotura.



Figura 4.12 - Estrutura de gabiões, edificada como muro de contenção de terras e protecção fluvial.

Devido à sua permeabilidade, os gabiões não permitem que ocorram grandes diferenças de pressão, atrás do revestimento, e nem sempre necessitam de filtros sobre o solo natural, se este for facilmente drenante. Contudo, algumas vezes são utilizados geotêxteis para evitar a perda de finos das margens ou fundo do rio.

A maioria dos caixotes de gabiões é constituída por dois tipos de malhas de arame:

- Tecida, que fornece maior flexibilidade ao caixote;
- Soldada, é uma alternativa mais rígida, considerada por muitos como mais fácil de encher.



Figura 4.13 - Estrutura de gabiões.

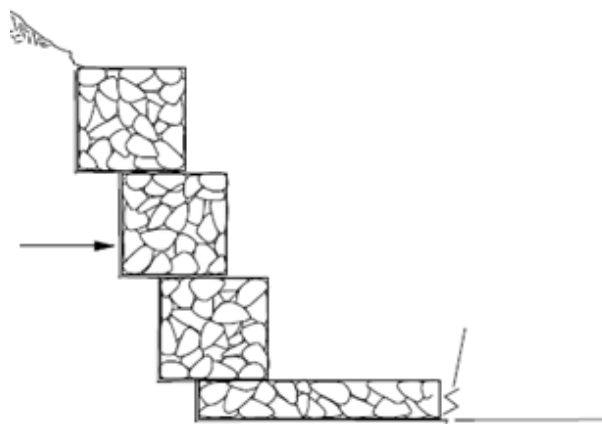


Figura 4.14 - Corte transversal esquemático de uma protecção com gabiões [18].

Em ambos os casos a malha pode ser galvanizada e revestida com PVC, como forma de prevenir a corrosão. A maioria dos fabricantes de gabiões usa aço galvanizado em toda a sua linha de produção, pois a corrosão pode ser um grande problema em águas salinas ou gravemente poluídas.

Todos os bordos, quer da peça principal quer das extremidades, são reforçados com um arame de aço galvanizado de diâmetro superior.

Os gabiões são cheios de material caracterizado por diversas granulometrias, tentando sempre que haja uma graduação de diâmetros crescente do lado do aterro (lado do tardo dos gabiões) para a zona em contacto com o escoamento fluvial.

Deste modo o enchimento dos gabiões constituirá uma estrutura filtrante combinada com um revestimento de enrocamento resistente às acções de arrastamento da corrente. Hoje em dia é corrente que os gabiões sejam assentes sobre mantas de geossintético do tipo não tecido que, para além de constituírem um primeiro elemento da estrutura filtrante, materializam uma camada de separação.

A grande maioria dos gabiões são preenchidos com rochas, mas existem casos em que são usados como material de enchimento, areia, ou outro material de baixa granulometria. Nestes casos, os gabiões são totalmente revestidos com geotextil, para evitar a perda do material de enchimento.

Os gabiões são montados no local da obra, e depois preenchidos com rocha ou outro material. O seu enchimento em obra, é executado com auxílio de uma máquina ou manualmente, caso se pretende uma organizada disposição das pedras na face exterior do gabião, para que o seu impacto visual seja melhorado ao máximo.

No caso de gabiões submersos, pode ser realizado o pré-enchimento dos mesmos e posterior colocação no local pretendido, com ajuda de máquinas de elevação por gancho, pela execução de pontões provisórios, ou através de molduras subaquáticas que permitam o enchimento do gabião, já no local de posicionamento final.

Os gabiões são susceptíveis de dois tipos de danos, que podem reduzir a sua vida útil:

- Estragos causados por abrasão;
- Vandalismo.

A abrasão da malha de arame pode ser resultado da acção dos sedimentos transportados pelo escoamento. O ataque contínuo, especialmente em condições de forte turbulência, causa o enfraquecimento da malha e pode eventualmente levar à perda do material de enchimento.

A abrasão exterior e a susceptibilidade à corrosão, passaram a ser problemas menos graves desde que o aço da malha passou a ser galvanizado e toda a malha revestida com PVC.

A abrasão do material de enchimento pode ocorrer como consequência do movimento das rochas no interior do gabião, o que leva à sua fragmentação em partículas mais pequenas, muitas vezes inferiores à abertura da malha, e por sua vez leva ao seu arrastamento para fora do gabião, tornando-o ineficaz.

Em zonas sujeitas a actos de vandalismo, ocorre o corte e roubo da malha de aço dos gabiões, que consequentemente compromete a estabilidade do revestimento, sendo nestas situações, aconselhável a adopção de outras alternativas de revestimento.

Um gabião pode ser fabricado por qualquer um, contudo devem ser analisados somente os produtos que foram alvo de intensos ensaios e estudos laboratoriais, e comprovam a sua eficiência e adequabilidade a um dado projecto.

As obras de gabiões em geral, por constituírem estruturas armadas, flexíveis, drenantes e de grande duração, apresentam, em comparação com outras estruturas, inúmeras vantagens sendo utilizadas principalmente para obras de regularização fluvial, florestal, montanhosa e na consolidação de estradas e vias-férreas.



Figura 4.15 - Aplicação de gabiões em protecções longitudinais.

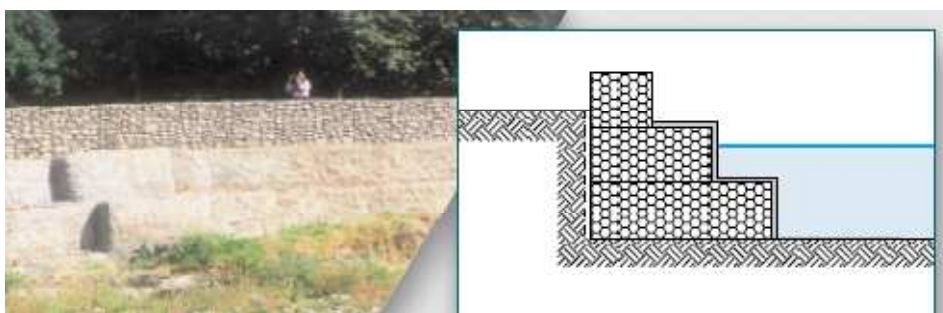


Figura 4.16 -Aplicação de gabiões em protecções longitudinais [17].

Como nota final refira-se que as estruturas de gabiões, constituem simultaneamente estruturas de contenção e de protecção dos taludes das margens e encontram um vasto campo de aplicação em trabalhos de regularização fluvial, ao contrário dos colchões Reno que constituem fundamentalmente estruturas de protecção fluvial.

Tal como os revestimentos de enrocamento, os revestimentos de gabiões (e também colchões Reno) são ambientalmente mais aceitáveis, já que potenciam o desenvolvimento de vegetação no seio do respectivo enchimento.

As principais vantagens das estruturas de gabiões são descritas de seguida.

- Resposta rápida quando o trecho do canal fluvial a recuperar se encontra muito vulnerável à erosão e o rio possui alta energia hidráulica;
- Podem ser instalados em declives elevados;
- Permitem proteger mais eficazmente urbanizações e caminhos que se situem no leito de cheia;

As principais limitações das estruturas de gabiões são descritas de seguida.

- A malha de arame das caixas pode eventualmente ser deteriorada se ficar sujeita a fricção e/ou desgaste, assim como a pH's extremos;
- São difíceis de reconstruir e frequentemente o custo é muito elevado se tal for necessário;
- A maior objecção ao seu uso têm sido as razões estéticas, a não ser que as plantas se desenvolvam por entre as camadas dos gabiões, de modo a que estes se enquadrem de forma natural;
- Não são apropriados a rios com grande capacidade de desgaste pois podem ocorrer potenciais problemas de abrasão.

4.4.2.1. Gabião Caixa

Um gabião caixa é semelhante a uma caixa de malha hexagonal em aço, de dupla torção, com um aspecto aproximadamente cúbico e na maioria das vezes preenchido com pedras. São introduzidas divisórias no seu interior, também em malha hexagonal de arame, com o objectivo de limitar o movimento do material de enchimento, quando sujeitos a fortes escoamentos.

Estão disponíveis diferentes tipos de gabiões caixa, variando no tipo de malha (aramé de aço, polímero, ou membrana), o método de fabricação da malha (tecida ou soldada) e a natureza do material de enchimento.

Forma-se assim uma estrutura monolítica, garantindo a integridade estrutural, a qual, todavia, mantém a necessária flexibilidade. Por vezes, não requer fundações, podendo apoiar-se directamente sobre o terreno regularizado e está apta a receber esforços elevados que permitem a deformação estrutural sem perder a sua funcionalidade. Assim, tais pressões exteriores não diminuem a sua resistência, pois estas estruturas adaptam-se aos eventuais movimentos do terreno, além de suportarem elevados esforços de tracção, graças à tela metálica que funciona como armadura. Paralelamente, são totalmente permeáveis e eficazes na drenagem.

Sendo, uma das principais aplicações dos gabiões a contenção de taludes, como muros de suporte, o seu uso na requalificação de rios advém da necessidade de proteger as margens em condições de intensa erosão fluvial e de elevada força abrasiva da corrente.

A durabilidade destas estruturas é notória devido aos materiais que empregam, a que se associa o facto da colmatação com finos e a colonização por material vegetal, contribuir para o prolongamento da sua vida útil.

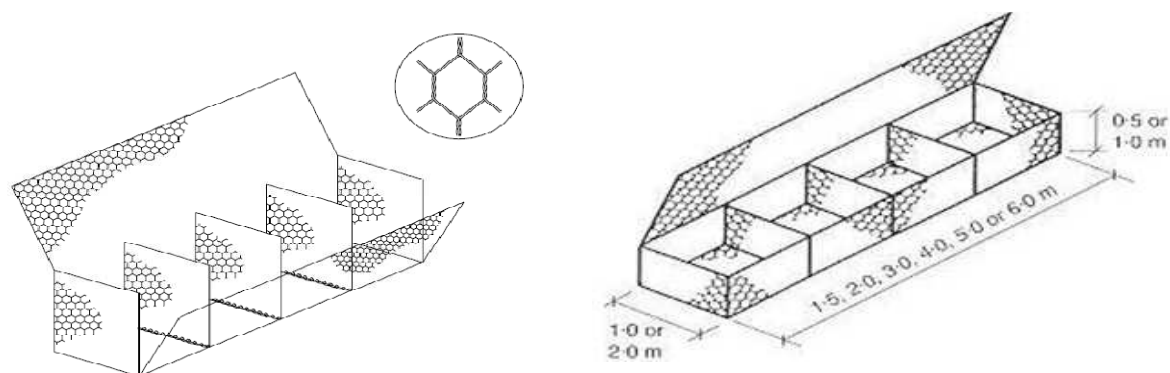


Figura 4.17 - Esquema (esquerda) e dimensões usuais dos gabiões caixa (direita) [17].

Os gabiões são enviados da fábrica dobrados e reunidos em pacotes, sendo abertos e armados na obra. Os novos gabiões ou grupos de gabiões que gradualmente são unidos, devem ser firmemente costurados aqueles já colocados em obra, como também deverão ser solidamente ligadas entre si as várias camadas de gabiões em altura. Esta operação de unir entre si os vários elementos por meio de resistentes costuras é indispensável para obter uma estrutura de gabiões monolítica e capaz de suportar fortes deformações sem perder a sua eficiência. É efectuada manualmente ou com qualquer meio mecânico, utilizando-se pedras de diâmetro ligeiramente superior ao da malha de modo a ser mínima a percentagem de vazios. Os tirantes são inseridos durante o enchimento, no interior dos gabiões, para tornar sólidas entre si as paredes opostas, como se apresenta na figura 4.15. Isto facilita o alinhamento das paredes e evita a deformação dos gabiões durante o enchimento. O arame adoptado para os tirantes e para as amarrações apresenta as mesmas características do arame da malha exterior dos gabiões, mas é geralmente de diâmetro inferior.

O fecho é efectuado pelo cozimento da tampa com arame galvanizado reforçado, de tal modo que as arestas da tampa e as pontas superiores das partes laterais sejam coincidentes. Deve procurar-se que não exista verticalmente uma sobreposição perfeita entre os gabiões no sentido vertical, aquando da existência de mais de uma fiada destes.

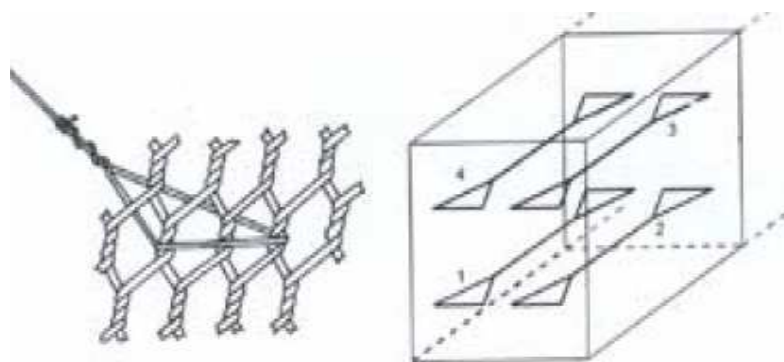


Figura 4.18 - Distribuição dos tirantes num gabião caixa [14].

Como foi referido anteriormente, os gabiões caixa podem ser usados em dois tipos principais de aplicações:

- Revestimento, particularmente para protecção de rios ou canais fluviais;
- Estrutura de suporte de terras (muro gravidade).

O uso de gabiões caixa como solução para protecção de margens de rios não é muito comum, pois a sua configuração não é a mais adequada, a não ser que a inclinação das margens seja elevada.

É conveniente colocar os gabiões caixa em margens de rios, onde exista forte turbulência ou na confluência entre canais.

Quando se dimensiona um gabião caixa que tenha funções de suporte de terras, este deverá ser dimensionado para todos os modos de rotura. Graças à sua capacidade de adaptação a pequenos assentamentos do solo base, estes são edificados com um pequeno ângulo com a vertical, de aproximadamente 6° , que permite aumentar a segurança em relação a esforços de derrube que possam ocorrer a longo prazo, contudo deve ser considerada a construção de uma fundação de apoio à estrutura, especialmente em solo menos consistentes.

Pelo facto de serem estruturas permeáveis, os muros de gabiões não são sujeitos a grandes pressões hidráulicas na sua retaguarda e não necessitam da instalação de filtros entre a margem e o muro, se o solo base for relativamente drenante, contudo a instalação de filtros é aconselhável, para prevenir a perda de materiais finos.

Os gabiões exigem cuidados especiais com a fundação, especialmente junto da base. Recomenda-se sempre a adopção de uma protecção com gabião manta, avançando para dentro do curso de água, para que este acompanhe a movimentação do fundo, de acordo com a figura 4.16.

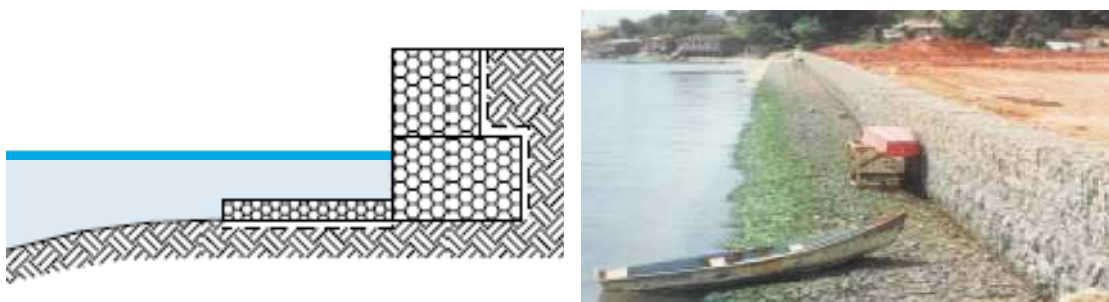


Figura 4.19 - Reforço do revestimento de gabiões, através da colocação de colchões Reno no seu pé [2].



Figura 4.20 – Exemplos de aplicação de gabiões caixa em canais fluviais [17].

Viabilidade:

- Os gabiões caixa são apropriados para a protecção de margens de rios ou canais, sujeitas a fortes escoamentos. Estes são estáveis para condições de velocidade máxima de escoamento, dependendo da qualidade da construção e montagem dos mesmos;
- A utilização de rochas com dimensões muito inferiores às utilizadas nas estruturas Riprap, para as mesmas condições de escoamento, faz dos gabiões caixa, uma óptima solução, para regiões onde existe pouca disponibilidade de enrocamento, ou o seu custo seja demasiado elevado;
- Têm um período de vida útil muito elevado, principalmente se a malha for revestida com PVC, ou se for feita de polímeros;
- A aparência desoladora de um gabião caixa, pode ser disfarçada com o crescimento de vegetação, contudo, a sua configuração cúbica terá sempre um impacto pouco natural, mas proporcionará um óptimo habitat para animais e plantas locais;
- Em áreas sujeitas a actos de vandalismo, os gabiões caixa, poderão necessitar de manutenção frequente, para substituição de arame cortado, e reposição de pedras.



Figura 4.21 - Gabiões caixa aplicados numa estrutura de protecção fluvial (Alemanha) [17].



Figura 4.22 - Gabiões caixa aplicados numa estrutura de protecção fluvial (Brasil) [17].



Figura 4.23 - Gabiões caixa aplicados numa estrutura de protecção fluvial (EUA) [17].

4.4.2.2. Gabião Saco

Os gabiões saco, também conhecidos como pedras rolantes ou gabiões tubulares, são estruturas cilíndricas com um comprimento de 2 a 5 metros (figura 4.21). A malha do gabião pode ser de aço galvanizado, revestido ou não com PVC, ou de nylon e o seu preenchimento é feito com material pesado, como rochas, betão partido, ou tijolos.

O gabião saco é constituído por uma única tela de rede que forma um cilindro aberto numa extremidade ou em ambos os lados. Nas duas bordas livres apresentam uma vareta que passa alternadamente pelas malhas para permitir a montagem da peça na obra.

As características da malha, desde o arame, à galvanização e eventual revestimento são idênticas às do gabião caixa.

Estes materiais são de rápida aplicação, permitindo diminuir a erosão nas margens e leito do canal, contudo trazem impactos visuais frequentemente muito negativos.

A flexibilidade é uma das características principais deste gabião, desde que o material de enchimento se consiga adaptar aos assentamentos e ajustamentos, resultantes dos esforços do escoamento. A sua forma alongada e ao mesmo tempo estreita, faz com que tenham uma óptima capacidade de adaptação a contornos do solo mais complexos.

A prática mais comum, é a colocação dos gabiões saco nas margens, paralelamente ao sentido do escoamento, sendo que por vezes são colocados de forma a constituírem degraus ao longo da margem, ou mesmo muros verticais, sendo necessário certificar-se que as diversas unidades estão bem unidas entre si (figura 4.22). Os gabiões saco são previamente cheios com material, e depois colocados na sua posição final, tanto em condições secas, como na presença de água (figura 4.23).

Menos frequente é a colocação de gabiões saco perpendicularmente ao sentido do escoamento. Nesta técnica as unidades são dispostas lado a lado, acompanhando a configuração da margem, e normalmente os gabiões saco são mais compridos do que os utilizados paralelamente ao sentido do escoamento.

Quando usados para proteger a parte inferior das margens, é extremamente importante fixar correctamente os gabiões saco, com a utilização de estacas de madeira, ou ancoragens até solo firme. Sempre que se edifica uma estrutura com varias camadas de gabiões saco com a finalidade de suporte de terras, é fulcral proceder a uma correcta colocação e fixação das diversas unidades, e jamais esquecer o dimensionamento perspectivando todos os possíveis modos de rotura.

Encontra-se disponível, muito pouca informação acerca do dimensionamento de gabiões saco, tanto em literatura científica, como dos próprios fabricantes. Estes últimos podem contudo fornecer dados técnicos de projecto e recomendações práticas para a instalação, baseadas sobretudo em boas práticas passadas.

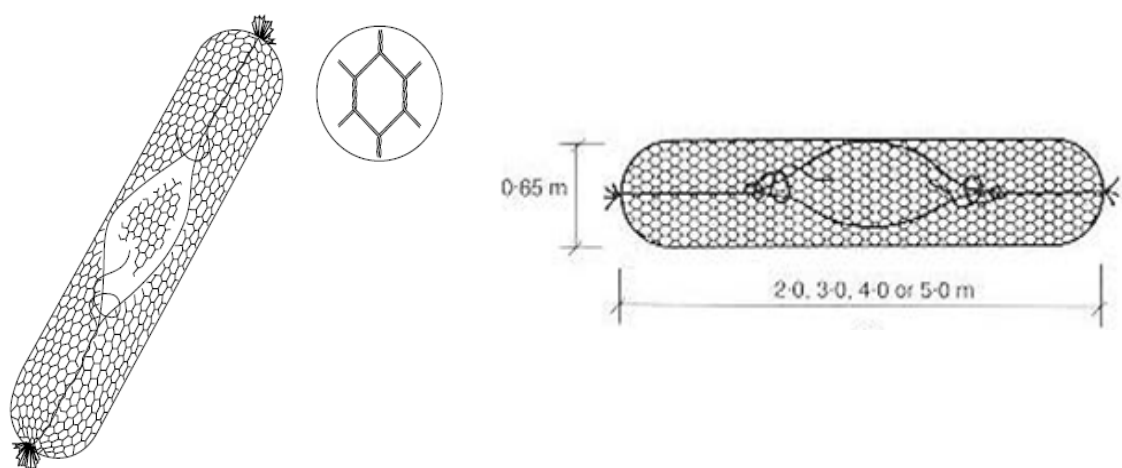


Figura 4.24 - Esquema (esquerda) e dimensões usuais dos gabiões saco (direita) [17].

Viabilidade:

- Os gabiões saco são muito utilizados para preencher zonas de erosão localizada em margens de rios e canais. Por vezes, são também utilizados para formar muros de gravidade.
- Uma aplicação menos comum é a protecção de margens com longos gabiões sacos, posicionados perpendicularmente ao sentido do escoamento.
- Como o que acontece com as outras soluções gabião, as rochas utilizadas são de dimensão bastante inferior às utilizadas nas soluções Riprap, perante as mesmas condições de escoamento. As soluções com gabião, são fortemente vantajosas em regiões com escassez de rochas de grande dimensão.

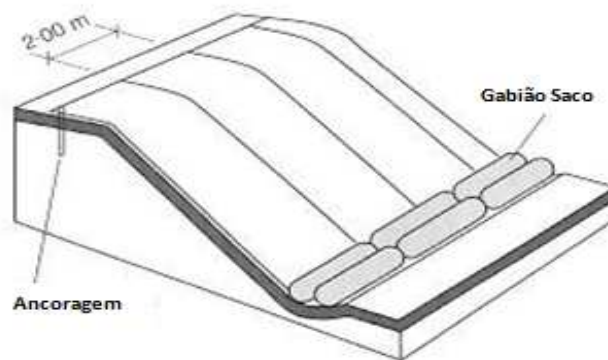


Figura 4.25 - Esquema de aplicação de gabiões saco paralelamente ao sentido do escoamento, com uma camada filtro de geotextil, ancorada no topo da margem [7].



Figura 4.26 - Aplicação do gabião saco numa estrutura de protecção (Brasil) [17].

4.4.3. COLCHÕES RENO

O colchão Reno é constituído por uma estrutura metálica, em forma de paralelepípedo de razoável dimensão e de pequena espessura (aproximadamente 0.50 m), sendo fabricado com rede metálica em malha hexagonal de dupla torção galvanizada. No aspecto e na construção é semelhante aos normais gabiões em forma de caixa, possuindo a mesma regularidade geométrica e o mesmo esquema de construção, todavia diferencia-se essencialmente daqueles quanto às funções, pois é uma estrutura estudada especialmente para a construção de revestimentos contínuos de pequena espessura e de máxima flexibilidade, sendo de facto uma estrutura prática de uso fácil e rápido.

O colchão Reno é constituído por uma esteira contínua de redes sobre a qual, a distâncias de 1 m, são costuradas pequenas partes de rede do mesmo tipo, obtendo-se desta maneira uma estrutura celular com diafragmas, pelo que a esteira contínua serve para formar quer a base quer as paredes laterais do elemento de protecção.

As dimensões dos colchões Reno são padronizadas, o comprimento é sempre múltiplo de 1 metro e varia de 1 a 6 metros, enquanto a largura é sempre igual a 2 metros. A espessura pode variar entre 0.17, 0.23, 0.30 e 0.50 metros (figura 4.24). No entanto, podem ser fabricados colchões Reno de dimensões diferentes [17].

Os diafragmas e a esteira base são delimitados externamente ao longo dos respectivos bordos, por fios de diâmetro maior do que o usado para fabricar a malha, os quais reforçam a estrutura e facilitam as ligações que permitem fechar as bolsas e unir os elementos entre si no acto da execução da obra.

Antes da colocação em obra, o elemento é facilmente preparado efectuando-se somente as costuras verticais de união entre os bordos dos diafragmas e as extremidades laterais da esteira base, as quais constituem a parede do elemento. Os distintos elementos são ligados entre si com fortes costuras em todas as arestas que estiverem em contacto com colchões Reno vizinhos.

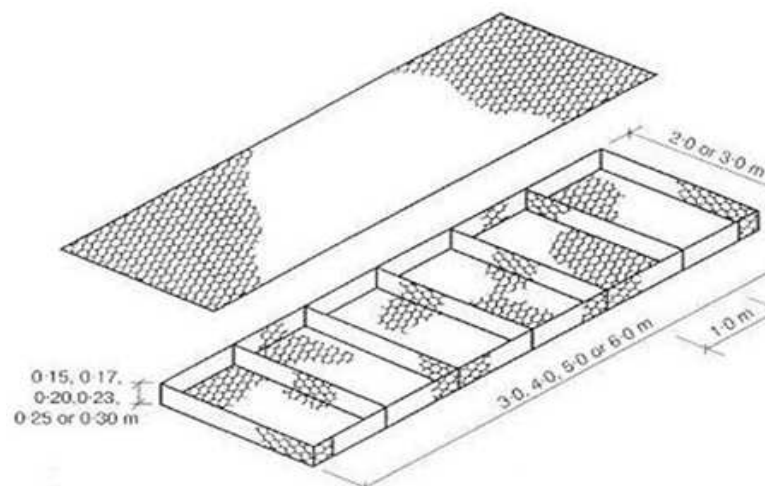


Figura 4.27 - Dimensões usuais de colchão Reno. [17].

A fim de facilitar a edificação da estrutura de protecção, a união dos colchões Reno na obra deverá ser efectuada com os elementos vazios. É indispensável ligar os colchões entre si a fim de se obter uma estrutura contínua que ofereça as melhores garantias de solidez.

Em relação à operação de enchimento, o colchão Reno tem menores exigências que as outras estruturas em gabiões, pois as pequenas dimensões dos colchões permitem efectuar o seu enchimento através de equipamento mecânico.



Figura 4.28 - Colchões Reno aplicados numa estrutura de protecção fluvial (Brasil) [17].



Figura 4.29 - Colchões Reno aplicados numa estrutura de protecção fluvial (Brasil) [17].

Terminadas as operações de enchimento fecham-se os elementos baixando a tampa e efectuem-se as necessárias costuras de união quer ao longo dos bordos laterais quer ao longo dos bordos dos diafragmas interiores.

Tal como os gabiões, os colchões Reno são cheios de material caracterizado por diversas granulometrias, tentando-se sempre que haja uma graduação de diâmetros crescente do lado do solo base, para a zona em contacto com o escoamento fluvial. Deste modo o enchimento dos colchões Reno constituirá uma estrutura filtrante combinada com um revestimento de enrocamento resistente às acções de arrastamento do escoamento.

Hoje em dia é corrente que os colchões Reno sejam assentes sobre mantas de geossintético do tipo não tecido que, para além de constituírem um primeiro elemento da estrutura filtrante, materializam a camada de separação. Refira-se que as estruturas realizadas em colchões Reno constituem estruturas de protecção dos taludes das margens e do fundo dos cursos de água, tendo assim um vasto campo de aplicação em trabalhos de protecção fluvial.

Tal como o revestimento com gabiões, os revestimentos com colchões Reno são, como foi dito, ambientalmente aceitáveis, já que potenciam o desenvolvimento de vegetação no seio do respectivo enchimento.

Sob condições hidráulicas severas ou em locais onde ocorra vandalismo, os colchões Reno podem ser revestido com argamassas ou misturas betuminosas. Pelo que a utilização de argamassas de betão deve limitar-se a pequenas áreas (perto das fundações, zonas de transição ou arestas da estrutura de protecção) pois aumentam a rigidez do revestimento, diminuindo a sua flexibilidade.



Figura 4.30 - Colchões Reno aplicados numa estrutura de protecção fluvial (Bolívia) [17].



Figura 4.31 - Processo de enchimento dos colchões Reno (França) [17].

Os colchões Reno quando instalados, convertem-se numa estrutura:

- Drenante;
- Armada – a presença da rede confere homogeneidade e torna a estrutura monolítica;
- Flexível – tem a possibilidade de absorver solicitações localizadas imprevistas e de carácter extraordinário. Esta é uma das características mais relevantes dos colchões Reno, a estrutura quando se deforma não diminui a resistência mas obriga todo o conjunto a adaptar-se ao movimento do solo;
- Económica – não requer mão-de-obra especializada e, são executados com o auxílio de equipamento mecânico normalmente disponível nas obras. Os trabalhos de manutenção são mínimos, mesmo quando por causa accidental se verifique a ruptura de qualquer

aramé, a simples sobreposição de um pedaço de rede fixa à rede sã, pode ser executado facilmente, sem comprometer a resistência da estrutura. As obras em Colchões Reno podem ser também modificadas com o decorrer do tempo, em função das necessidades, mantendo inalteradas as características de homogeneidade e resistência da estrutura já existente;

- Durável – a qualidade dos materiais permite uma longa vida às obras deste género;
- Ecológica – a integração no ambiente é sempre rápida e satisfatória pois, os vazios entre os blocos são progressivamente preenchidos por sedimentos e a vegetação recobre a estrutura. A cobertura vegetal também pode ser facilitada através da colocação de terra vegetal tanto no interior como no exterior da estrutura. Consegue-se desta forma, uma rápida integração da obra no ambiente natural.

A maioria dos fabricantes disponibiliza uma vasta gama de espessuras e por vezes é indicada qual a máxima velocidade do escoamento para cada uma, garantindo a estabilidade do colchão Reno.



Figura 4.32 - Canal fluvial revestido com colchões Reno (Brasil) [17].

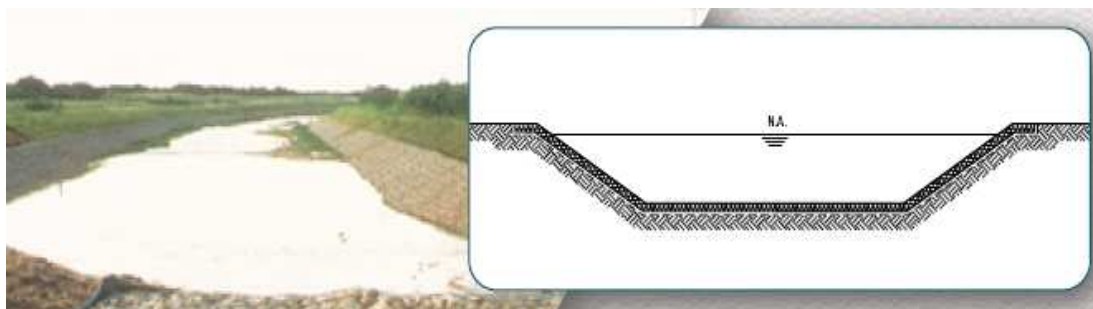


Figura 4.33 - Canal fluvial na Bolívia, revestido com colchões Reno (Paraguai) [17].

É aconselhável que as dimensões do material de enchimento estejam compreendidas entre 8 e 15 centímetros para colchões Reno de 0.17 m e, entre 10 e 20 centímetros para colchões Reno de 0.23 e 0.30 metros. Podendo adoptar-se materiais de maiores dimensões desde que este, não ultrapasse a espessura do colchão Reno, mas, nunca poderá ser aceite material de dimensões inferiores à largura da malha da rede.

O quadro seguinte apresenta um resumo dos tipos de colchões Reno padronizados:

Quadro 4.2 - Referências acerca de colchões Reno.

TIPO	ESPESSURA (m)	BLOCOS DE ENCHIMENTO		COMPRIMENTO (m)	LARGURA (m)
		DIMENSÕES (m)	D ₅₀ (m)		
COLCHÃO RENO Malha 6×8	0.17	0.07 a 0.10	0.085	1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0 ou 6.0	2
		0.07 a 0.15	0.110		
	0.23	0.07 a 0.10	0.085		
		0.07 a 0.15	0.110		
	0.3	0.07 a 0.12	0.100		
		0.10 a 0.15	0.125		
COLCHÃO RENO Malha 8×10	0.5	0.10 a 0.20	0.150		
		0.12 a 0.25	0.190		

Viabilidade:

- Os colchões Reno podem ter uma vida útil longa, necessitam de manutenção reduzida e resistem a fortes escoamentos, tanto em margens como fundo de rios;
- Estes podem ser colocados em condições secas, ou na presença de água;
- Vastas extensões podem ser protegidas com um custo relativamente reduzido, e posteriormente podem ser colocadas espécies vegetais que cubram o revestimento, proporcionando uma adequada inserção ambiental;
- Os colchões Reno são particularmente destinados para o revestimento de grandes áreas, mesmo em regiões remotas, pois as posteriores necessidades de manutenção, são mínimas;
- Em zonas expostas a actos de vandalismo, devem ser equacionadas outras soluções de revestimento.

4.4.4. BLOCOS PRÉ FABRICADOS

A protecção de margens de rios pode ser alcançada com a aplicação de peças pré-fabricadas, que originam uma única e simples camada de blocos. Os blocos têm uma configuração normalmente, cúbica ou tetraédrica, e a sua estabilidade pode ser determinada pela utilização das equações recomendadas para as soluções Riprap, alterando somente os valores da densidade relativa do material, que passa a ser betão.

Esta solução tem sido largamente utilizada em grandes áreas de protecção, contudo a experiência passada demonstrou que face ao seu peso, estes blocos necessitam de uma camada base de material drenante, que minimize os efeitos erosivos no solo de fundação da estrutura.

As dimensões usuais dos blocos rondam os 30 a 60 cm (dimensões laterais). Em regiões onde existe elevada escassez de rochas, os blocos de betão, e os blocos de betão com tijolo partido, são soluções económicas e com sucesso comprovado [7].

A maior parte dos blocos têm faces planas, que permitem algum grau de conexão com os blocos circundantes, mas alguns fabricantes, decidiram desenvolver formas de encaixe mais complexas, que optimizam o contacto entre blocos, melhorando a capacidade de resistir a fortes escoamentos. As juntas são preenchidas com areia ou cascalho, para bloquear os blocos no seu devido lugar, sendo que, os efeitos erosivos do escoamento são mínimos, sempre que os diversos blocos da estrutura estão devidamente encaixados e bem travados pelos blocos vizinhos.

Visto as estruturas com blocos pré-fabricados serem constituídas por uma única camada, é extremamente importante assegurar a estabilidade de cada bloco e do seu conjunto, tendo em conta os parâmetros hidráulicos de projecto, e as condições geotécnicas do local. O movimento que normalmente ocorre com os blocos, traduz-se numa elevação e consequente desprendimento da camada base, que por sua vez expõe a base ao ataque erosivo, por parte do escoamento. Ou seja, a rotura inicia-se num primeiro bloco que se instabiliza, ficando numa posição saliente relativamente aos outros e ao ficar ligeiramente levantado relativamente ao paramento da protecção, é solicitado na sua superfície de montante continuando a levantar auxiliado pela força (também de levantamento) que no entretanto se estabeleceu na sua base dado a existência de juntas entre os blocos. Dá-se por assim dizer a rotação do bloco aumentando a sua exposição à corrente, e sendo solicitado continuamente, leva a que a rotura estrutural do revestimento ocorre praticamente de imediato.

Uma vez danificada a camada base, ocorre uma progressão dos efeitos erosivos, que determinam a inevitável rotura da estrutura. Este cenário é um pouco diferente do que ocorre com os revestimentos Riprap, onde os vazios deixados pelo movimento dos blocos de enrocamento, são facilmente preenchidos por outro bloco vizinho, que se adapta à nova configuração, e evita o colapso da estrutura. Por outro lado, os revestimentos com blocos pré-fabricados apresentam uma superfície muito mais suave, do que na solução Riprap, e por sua vez as forças de arrastamento exercidas nos blocos são bastante inferiores às que ocorrem nos blocos de enrocamento das soluções Riprap.

Os blocos pré-fabricados são usados como revestimentos em rios e canais, sendo particularmente adequados para regiões onde exista escassez de rochas de média e grande dimensão, ou quando o seu custo é demasiado elevado.

Os blocos pré fabricados são produzidos em fábricas, e transportados para o local da obra, contudo, em grandes obras de protecção pode ser viável a instalação de uma pequena linha de produção no local.

Existe uma vasta oferta de diferentes tipos e tamanhos de blocos pré-fabricados, contudo estes resumem-se a duas categorias principais:

- Blocos individuais encaixados;
- Blocos interligados, normalmente por cabos, e também com o uso de uma camada de geotextil subjacente.

De seguida são apresentadas algumas conclusões acerca da utilização de blocos pré-fabricados.

- Os trabalhos a executar no local da obra, requerem baixa especialização;
- Menor duração dos trabalhos;
- O custo de instalação dos blocos é substancialmente mais baixo do que para os restantes processos, nos quais é exigida uma maior espessura;
- As faces de montante estão protegidas contra as pressões de estagnação que poderiam levar ao aparecimento de forças extremas de levantamento e arrastamento;
- A produção dos blocos é feita em fábrica, sob condições controladas;
- Estabilidade intrínseca do sistema;
- Existe uma maior dissipação de energia.

4.4.4.1. Blocos Pré-fabricados de Encaixe

Esta categoria inclui os revestimentos que são formados pela justaposição de blocos, variando desde as estruturas com um grau de conexão médio com as unidades circundantes, até revestimentos onde são mobilizadas enormes forças laterais de contacto entre os blocos vizinhos. Em ambos os tipos, são utilizados blocos com dimensões relativamente pequenas, que normalmente podem ser colocados manualmente. Esta característica torna estas soluções ideais para a protecção de pequenas áreas com difícil acesso de máquinas. Por outro lado, a colocação dos blocos na presença de água é unicamente possível para profundidades máximas de aproximadamente 0,5 metros, e boa visibilidade aquática [7].

Algumas das soluções hoje aplicadas a protecções fluviais, foram primeiramente usadas em pavimentos de parques de estacionamento, contudo, estas protecções têm hoje enorme sucesso como estruturas de protecção de margens rios e canais.

O dimensionamento de um revestimento com blocos pré-fabricados de encaixe, é descrito de seguida, contudo no capítulo 6 – Dimensionamento Hidráulico de Protecções Fluviais, são analisadas as protecções do tipo: Riprap, colchões Reno, Gabiões e Geomanta, pois são as estruturas com maior utilização prática, para além de serem as que possuem um dimensionamento mais complexo.



Figura 4.34 - Exemplos de revestimentos com blocos pré-fabricados unidos.

Assim, o estudo da estabilidade dos blocos de betão, é determinado pela velocidade do escoamento, a densidade do betão e a espessura dos blocos. Terá de ser garantido um bom contacto entre os blocos e a camada base, e a estrutura deve ser edificada em taludes de margens com inclinações suaves a moderadas, de forma a evitar a excessiva sobrecarga dos blocos situados no plano inferior da estrutura.

Com base nestas condições, é recomendada a utilização das seguintes equações, que incluem um factor de segurança adequado e são validas para taludes de margens com inclinações de 2,5H:1V ou menor, em condições de escoamento normal [7].

Para protecções contínuas:

$$D_n = \frac{0,037 \cdot U^2}{s - 1} \quad (4.1)$$

Para os limites das protecções:

$$D_n = \frac{0,048 \cdot U^2}{s - 1} \quad (4.2)$$

- | | |
|-------|--|
| D_n | - Espessura dos blocos (m); |
| s | - Densidade relativa, definida como ρ_c/ρ , onde ρ_c é a massa volúmica do betão e ρ é a massa volúmica da água (kg/m^3); |
| U | - Velocidade média do escoamento (m/s). |

Para a protecção de margens, a velocidade média do escoamento U a utilizar será a do fundo da margem, próximo do fundo do rio. Se os valores de U forem impossíveis de obter, deve utilizar-se a velocidade média na secção transversal em análise, facilmente obtida pela divisão do caudal, pela área da secção transversal do escoamento.

As equações anteriores são validas unicamente para margens de canais ou rios com trechos rectos, e níveis de turbulência normais. Para taludes com inclinação superior a 2,5H:1V, devem realizar-se ensaios laboratoriais que confirmem a estabilidade estrutural.

Um aspecto importante para reforçar a estabilidade destas estruturas é a execução de uma camada filtro, utilizando um filtro granular ou geotextil. Outra consideração importante seria a execução de uma fundação em betão na base da margem, para evitar possíveis assentamentos consequentes das elevadas cargas concentradas nesta zona.

Viabilidade

- Os blocos pré-fabricados de encaixe são uma óptima solução para zonas onde o acesso de máquinas é limitado, pois podem ser colocados manualmente;
- São uma óptima alternativa para revestir áreas pequenas ou médias, que necessitam de protecção face aos efeitos erosivos;
- Devido à pequena dimensão das unidades, algumas situações mais complexas como o encontro da protecção com estruturas existentes nas margens, são facilmente solucionadas;
- Deve ser dada especial atenção ao potencial risco de vandalismo e roubo;
- A estabilidade dos blocos depende essencialmente do seu peso por unidade de área.

A maioria dos fabricantes disponibiliza uma vasta gama de blocos que variam na relação de espessura/área superficial, na sua textura e forma. Esta variedade e a inexistência de investigação detalhada por parte de muitos fabricantes, faz com que seja difícil estabelecer limites seguros para a aplicação destes blocos. Contudo, recentemente foram desenvolvidos estudos laboratoriais em canais reforçados com blocos pré-fabricados de encaixe, que forneceram os seguintes dados base:

Quadro 4.3 - Relação entre as espessuras dos blocos pré-fabricados e as correspondentes velocidades limites do escoamento [7].

Espessura do Bloco: (mm)	Velocidade limite do escoamento: (m/s)
75 a 80	1,4
90	1,5
100	1,6
100, com revestimento de tapete relvado	4,0
150	1,9
175	2,1

Sendo que os dados referidos na quadro 4.1, são validos para troços rectos de rios e sem a presença de estruturas hidráulicas.

4.4.4.2. Blocos Pré-fabricados Unidos

Os blocos pré-fabricados unidos formam uma protecção do tipo colchão, que possui diversas vantagens em relação às protecções constituídas por blocos de encaixe, como por exemplo, o reduzido risco de colapso progressivo do revestimento e o simples procedimento de colocação dos blocos, fazem deste revestimento, uma solução altamente viável em grandes extensões a proteger, e também em situações onde os trabalhos se desenvolvem na presença de água.

A forma mais comum de unir os vários blocos é a utilização de cabos de aço ou sintéticos, que passam por aberturas centrais existentes em cada bloco. Os painéis assim formados são individualizados em diversos tamanhos, normalmente entre 7 a 30 m² [7].



Figura 4.35 - Exemplos de aplicação de blocos pré-fabricados unidos (EUA) [18].

O sistema de cabos é instalado nas margens, orientados perpendicularmente ao escoamento, com o objectivo de fixar a estrutura de revestimento ao topo da margem. Podem igualmente ser aplicados cabos cruzados, caso seja necessário reforçar a fixação da estrutura de blocos.

Uma alternativa ao sistema de cabos, é a fixação dos blocos numa camada de geotextil, que comporte os esforços de elevação a que os blocos serão sujeitos. Este sistema permite que o conjunto, blocos e subcamada (geotextil) seja colocado, com bastante simplicidade em troços submersos.

É importante para as duas alternativas, que a camada base seja cuidadosamente preparada, para que haja um bom contacto, entre o revestimento e a camada base.



Figura 4.36 - Revestimentos com blocos de betão pré fabricados unidos (EUA) [18].

A estabilidade dos blocos pré-fabricados unidos sob condições normais de escoamento depende de três factores principais, enquanto existir um bom contacto do revestimento com o solo base: a espessura dos blocos, a densidade do betão e velocidade do escoamento. Quando comparado com o sistema de blocos de encaixe, os blocos unidos com cabos, possuem um esforço adicional de compressão lateral entre blocos, que não só melhora a fixação dos blocos nas extremidades da estrutura, como torna toda a estrutura menos susceptível a roturas. O mesmo se aplica à alternativa de blocos pré-fabricados unidos a uma camada de geotextil.

O dimensionamento de um revestimento com blocos de betão pré-fabricados unidos, é descrito de seguida, contudo no capítulo 6 – Dimensionamento Hidráulico de Protecções Fluviais, são analisadas as protecções do tipo: Riprap, colchões Reno, Gabiões e Geomanta, pois são as estruturas com maior utilização prática, para além de serem as que possuem um dimensionamento mais complexo.

O trabalho desenvolvido por *Pilarczyk*, é aplicado no dimensionamento dos revestimentos com blocos de betão sob escoamento forte e níveis de turbulência significativos.

A aplicação da equação de *Pilarczyk*, pressupõe as seguintes condições:

- Os blocos pré-fabricados unidos permitem uma protecção contínua, com aplicação a troços de rios ou canais de dimensões médias a elevadas, e também a transições com estruturas hidráulicas ou estruturas localizadas nas margens, como pilares de pontes, entre outras;
- É preferencialmente concebido para níveis normais de turbulência em rios ou canais.

A espessura dos blocos pode ser determinada pela seguinte equação. Esta envolve um processo iterativo, isto é, uma estimativa inicial da espessura necessária para os blocos [7].

$$D_n = \frac{0,026 \cdot U^2}{(1 - n') \cdot (s - 1) \cdot \left[\log \left(\frac{12 \cdot y}{D} \right) \right]^2 \cdot K_s} \quad (4.3)$$

D_n	- Espessura do bloco pré-fabricado;
y	- Profundidade do escoamento (m);
D	- Diâmetro das partículas do canal (mm);
n'	- Porosidade do revestimento;
s	- Densidade relativa do betão;
U	- Velocidade média do escoamento;

K_s - Factor de inclinação, que é definido como a combinação de dois valores de inclinação: a inclinação do talude da margem (k_d) e a inclinação longitudinal do rio (k_l) na direcção do escoamento.

$$K_s = k_d \cdot k_l \quad (4.4)$$

Onde,

$$k_d = \cos(\theta) \cdot \sqrt{\left[1 - \left(\frac{tg \theta}{tg \alpha_r}\right)^2\right]} \quad (4.5)$$

E,

$$k_l = \frac{\sin(\alpha_r - \Omega)}{\sin \alpha_r} \quad (4.6)$$

θ - Ângulo da margem com a horizontal (rad),
 α_r - Ângulo de repouso do material granular submerso (rad);
 Ω - Ângulo que o perfil longitudinal do rio ou canal faz com a horizontal (rad).

Viabilidade:

- Estudos recentes indicam que revestimentos com blocos pré-fabricados de betão unidos, constituem protecções adequadas para escoamentos que não excedam os 4 m/s. Isto combinado com uma capacidade em suportar turbulência, faz deste tipo de revestimento uma solução eficaz para margens de canais e rios.
- Destinados a cobrir vastas áreas, com grandes painéis, a solução de blocos unidos com cabos torna-se ideal para revestimentos em zonas que disponham de bons acessos para máquinas de apoio. A sua vantagem económica é notória para intervenções de grande dimensão, não sendo muito aplicada em protecções de pequena dimensão.

4.4.5. BETUME

O betume é um inerte químico e uma mistura viscosa de hidrocarbonetos que ocorre naturalmente ou como um dos produtos da indústria petroquímica.

O uso de betume pode melhorar a estabilidade dos materiais soltos usados em revestimentos de rios e canais. Os produtos disponíveis cobrem um leque de funções: desde o forro impermeável dos canais até ao fino revestimento das partículas de areia e pedras.

A viscosidade natural do material torna-o ideal para fixar rochas e blocos, enquanto preserva a flexibilidade do revestimento. Por sua vez, o betume pode ser usado no betão, para produzir uma mistura muito densa e impermeável.

Os revestimentos com betume têm sido amplamente usados na Holanda, pois permitem reduzir a quantidade de pedras necessárias para uma dada protecção. Ou seja, para as mesmas condições de escoamento, são necessárias pedras de menores dimensões, quando estas são misturadas com betume.

Em Portugal estas soluções são menos utilizadas, provavelmente devido a estes três factores:

- a disponibilidade de alternativas mais económicas;
- a percepção de que são necessárias unidades especializadas de construção;
- a aparência pouco natural do betume.

Com a disponibilidade de mantas asfálticas pré-fabricadas, o segundo factor deixa de ser relevante, com a acrescida vantagem da vegetação poder estabelecer-se com sucesso em alguns revestimentos betuminosos.

Do ponto de vista da qualidade da água, não existem problemas, pois o betume é um inerte químico.

O betume é usado em diversos tipos de revestimentos de rios e canais, mas globalmente podemos dividi-lo em duas categorias principais, de acordo com a sua porosidade: revestimento permeável ou impermeável.

4.4.5.1. Revestimentos Permeáveis

Como todos os revestimentos porosos, os betumes permeáveis são particularmente utilizados em ambientes onde se combina o fluxo das marés com fortes correntes. Também permite o crescimento de vegetação, sempre que a porosidade seja suficientemente grande, e as condições ambientais sejam favoráveis.

A aparência negra do betume, tende a diminuir com o tempo, reduzindo o impacto inestético do revestimento.

Neste tipo de revestimento podem ser atingidos diversos graus de permeabilidade, dependendo da dimensão e combinação das partículas constituintes do revestimento.

a) Open Stone Asphalt - (OSA)

É uma mistura de estrutura aberta formada por pedras esmagadas em conjunto com uma argamassa de betume, denominada de mastic.

A granulometria das pedras é normalmente de 20/40 mm e 16/22 mm, e representa 80% do peso da mistura. Os restantes 20% são relativos ao mastic, que é constituído por uma mistura de 60 a 70% de areia, 20% de betume, e 15 a 20% material de enchimento. A camada de revestimento de betume tem somente 1 a 2 mm de espessura, o que permite uma percentagem de vazios na ordem de 25%.

A construção de um revestimento OSA envolve duas etapas: a preparação do mastic e a mistura com os inertes pré-aquecidos [7].

Os revestimentos OSA são normalmente colocados em zonas sem a presença de água, mas para aplicações subaquáticas existem mantas OSA pré-fabricadas (figura 4.32), que possuem as mesmas características dos revestimentos OSA executados in-situ. A permeabilidade das mantas, é contudo, largamente dependente do geotextil usado na subcamada.



Figura 4.37 - Aplicação subaquática de uma manta OSA pré-fabricada (esquerda) (Reino Unido) e execução a seco de um revestimento OSA, na fase de preparação do mastic (direita) (Alemanha) [11].

Algumas considerações acerca da estabilidade dos revestimentos OSA estão presentes no quadro 4.4, que podem ser utilizados no início do dimensionamento.

Os revestimentos OSA normalmente necessitam de uma adequada camada filtro para prevenir a migração de finos para fora da camada base, através dos poros do revestimento, sendo que as duas soluções mais comuns envolvem o uso de geotextil ou uma camada granular de areia asfáltica.

Quadro 4.4 - Espessuras (mm) dos revestimentos OSA em função do tipo de canal fluvial, e zona a proteger [7].

Situação	Protecção de margens		Protecção de fundo
	In Situ	Mantas	Mantas
Pequenos rios e canais com navegação restrita	100-150	80-20	100-150
Canais largos, estuários e canais de navegação	150-250	150	150

É recomendado que a espessura mínima do revestimento seja de 2,5 vezes a dimensão máxima das pedras [7].

Viabilidade:

- Estudos realizados na Holanda demonstraram que os revestimentos OSA têm a capacidade de resistir a velocidades de escoamento elevadas, da ordem de 7 m/s, sem sofrerem estragos consideráveis;
- Podem fornecer uma boa estabilidade a margens e fundo de rios;
- As características anteriores fazem deste revestimento, uma boa solução para aplicar em grandes canais navegáveis;
- A vegetação consegue estabelecer-se neste tipo de revestimentos, e permite uma aparência menos desagradável do revestimento.

b) Areias Asfálticas

Consiste em areia misturada com 3 a 5% de betume. É uma solução muito usada como protecção, mas por vezes, é também usada como revestimento temporário e camada filtro, com a função de estabilizador de taludes [7].

O granel asfáltico é um tipo de areia asfáltica com uma percentagem de betume ligeiramente maior (6%), que tem tido muito sucesso no revestimento de margens.

As areias asfálticas devem ser aplicadas em taludes com inclinação na ordem de 3H:1V e podem ser colocadas sem a presença de água (com espessura mínima de 0,15 m) ou na presença de água (com uma espessura mínima de 0,70 m).

Viabilidade:

- As areias asfálticas são usadas como revestimento e como camada de filtro granular e muitas vezes como subcamada de revestimentos OSA;
- Este revestimento tem melhor aplicação em protecções de margens de rios com velocidades de escoamento inferiores a 2 m/s;
- Pode necessitar de operações de manutenção frequentes, pois a areia asfáltica deteriora-se pela abrasão, aproximadamente 3 mm/ano. A diferença de pressões hidrostáticas pode causar roturas pontuais no revestimento.

4.4.5.2. Revestimentos Impermeáveis

Em alguns casos, os revestimentos de betumes impermeáveis têm de ter capacidade para resistir a forte turbulência, variação dos níveis da água, etc. Contudo quando os esforços são relativamente pequenos,

estes revestimentos permitem uma boa cobertura dos materiais soltos, e em muitos casos, produzem uma superfície íntegra.

Em algumas situações, são colocadas pequenas aberturas, em locais estratégicos do revestimento, para que sejam minimizadas as pressões nas subcamadas.

Comparativamente com as argamassas de betão, o betume oferece uma flexibilidade consideravelmente superior, que permite a assimilação de alguns assentamentos diferenciais, sem que ocorra a rotura do revestimento.

De seguida apresentam-se os principais tipos de revestimentos impermeáveis, utilizados em rios e canais fluviais.

a) Pedra asfáltica densa

É uma mistura de 50 a 70% de pedra, sendo a restante parte mastic. Por sua vez, o mastic é resultado de uma mistura de 60 a 70% de areia, 20% de betume e 10 a 20% de material de enchimento.

A granulometria dos inertes utilizados, são de 20/40 mm e 16/22 mm [7].

A mistura aquecida pode ser colocada ou projectada tanto na presença ou ausência de água.

A espessura mínima recomendada é de 2 a 3 vezes a dimensão máxima das rochas, pelo que a espessura de projecto é obtida pela análise de estabilidade do revestimento impermeável ou por orientação técnica de especialistas. É geralmente recomendada a colocação de uma boa subcamada (geotextil ou filtro granular), que terá como principal função, a drenagem das infiltrações junto ao solo base.

Viabilidade:

- A pedra asfáltica densa permite uma adequada protecção, face a correntes com velocidades, na ordem de 2 a 5 m/s;
- A sua impermeabilidade faz com que seja uma solução mais adequada a protecção de margens, de preferência acima do nível normal do escoamento, devido às pressões que se desenvolvem junto à subcamada, em virtude da pressão hidráulica. Esta solução pode destinar-se a fundo de rios, mas somente em locais com profundidades reduzidas.

b) Betão Asfáltico

É constituído por 50 a 60% de pedras esmagadas ou gravilha, 7 a 8% de areia, 7% de betuminoso, e a restante parte de material de enchimento [7].

É usado como revestimento impermeável, acima do nível normal do escoamento, podendo igualmente ser aplicado abaixo deste, unicamente em canais ou rios não navegáveis e onde não ocorram efeitos das marés.

Existe pouca informação disponível acerca do dimensionamento de revestimentos de betão asfáltico, contudo sabe-se que possui uma elevada flexibilidade quando comparada com os revestimentos de betão, sendo que, o dimensionamento da sua espessura baseia-se nos princípios gerais de estabilidade de revestimentos impermeáveis.

Viabilidade:

- O betão asfáltico é adequado para locais com predominância de velocidades de escoamento moderadas, acima de 2,5 m/s, contudo não suporta elevadas alterações de pressão (desde que o revestimento seja impermeável).
- É preferencialmente usado acima do nível da água.

c) Mastic

É constituído por 60 a 70% de areia, 20% de betume e 15 a 20% de material de enchimento. O mastic é um produto muito flexível que pode ser colocado quando quente e garante a impermeabilização de margens e fundo de rios ou canais [7].

d) Pasta de asfalto

É constituída por uma mistura de mastic com gravilha ou pedras esmagadas, de granulometria até 50 a 60 mm. É utilizada como enchimento dos interstícios das estruturas Riprap, enrocamento ligeiro arrumado ou outro tipo de revestimento, enquanto conserva muita da flexibilidade do material solto [7].

Dependendo da proporção de vazios preenchidos com a pasta de asfalto, os revestimentos resultantes podem apresentar vários graus de permeabilidade, que podem variar da impermeabilidade total até uma permeabilidade parcial.

De forma a reduzir o risco de possível deslizamento da pasta de asfalto, pelo talude da margem durante a sua aplicação, é recomendada uma inclinação limite de 2H:1V.

4.4.6. GEOMANTAS

As geomantas são estruturas tridimensionais com escassos centímetros de espessura, constituídas por emaranhados de filamentos sintéticos, e com um volume de vazios de aproximadamente 90% (figura 4.35).

De uma maneira geral, as geomantas têm como principais funções, dar suporte ao desenvolvimento de vegetação e, devido à sua estrutura artificial, aumentar a resistência do canal contra a erosão.

No caso específico do revestimento das margens acima do nível médio da água, a melhor situação corresponde à aplicação da geomanta em conjunto com vegetação. Contudo é possível aplicar as geomantas abaixo do nível da água, mas nesta situação devem ser preenchidas com pedras de pequena dimensão, ou no caso de ser requerida uma resistência adicional ao escoamento, é aconselhada a aplicação conjunta de areia asfáltica.

Inicialmente a função das geomantas é promover a fixação e crescimento de uma cobertura vegetal, pelo que a progressão das raízes, permite aumentar a resistência do canal, face aos efeitos erosivos do escoamento. Um bom contacto com a camada base é fulcral para que se possa formar uma estrutura resistente.

A capacidade de resistência das geomantas a fortes escoamentos, a longo prazo, depende muito, da preparação cuidada da camada base. Se isto não for tido em conta, poderão ocorrer inúmeras roturas no revestimento, consequentes do desgaste erosivo do solo base.



Figura 4.38 – Exemplos de geomanta [7].

Antes do dimensionamento do revestimento, é fulcral conhecer todas as características e possíveis comportamentos da geomanta a utilizar. Por exemplo, um revestimento com geomanta só se deve aplicar em canais com velocidades do escoamento moderadas, e curta duração de cheia.

Assim, para o dimensionamento é necessário considerar diversos factores directamente relacionados com a interacção do escoamento, como por exemplo o desenvolvimento da vegetação, o comportamento à fadiga do material, sifonamento do material do fundo, movimento das pedras confinadas pela geomanta, entre outros.

Para a colocação das geomantas, é necessário que o talude esteja devidamente uniformizado e compactado. As geomantas são fixas nas suas extremidades através de ganchos de ancoragem, que inibem os movimentos durante o enchimento e aumentam a resistência do revestimento em situações críticas. Assim, a ancoragem das geomantas, pode ser obtida com grampos ou estacas metálicas cravadas no terreno.

As principais características dos revestimentos com geomantas, são:

- Excelente resistência nas uniões dos filamentos, devida à absoluta fusão;
- Resistente a todos os agentes químicos e biológicos normalmente encontrados no solo e na água;
- Alta resistência a intempéries e a foto degradação;
- Baixa inflamabilidade.



Figura 4.39 - Geomanta com cobertura vegetal (esquerda) e cobertura com areia asfáltica (direita) [18]



Figura 4.40 - Instalação de geomantas [17].

Viabilidade:

- As geomantas são colocadas acima do nível médio da água e destinam-se principalmente à protecção superior de margens, contra a erosão do escoamento;
- Estes sistemas combinados com areias asfálticas, como material de enchimento, têm elevado sucesso na protecção de margens, em situações de escoamento moderado a forte;
- Podem ser utilizadas como protecção directa das mais variadas formas, pelo que o preenchimento dos seus vazios, permite aumentar a sua eficiência.

Nos revestimentos com geomantas, é necessário definir o seu posicionamento e comprimento, no canal fluvial, que por sua vez, depende fundamentalmente da variação do nível médio da água no canal.

Assim, é possível quantificar o nível máximo da água no canal em estudo, pela análise comparativa com três níveis de água pré-definidos [17].

- “Nível Máximo Normal”; é relativo a canais com pequena variação do nível da água e sem influência das marés.
- “Nível de Água ultrapassado no máximo por três ocasiões anuais”; é relativo a canais com grande variação do nível da água, mas sem influência das marés.
- “Nível de Água Máximo Anual”; é relativo a canais onde existe influência das marés.

O mesmo acontece para o nível mínimo da água no canal em estudo, pela análise comparativa com dois níveis de água pré-definidos [17].

- “Nível Mínimo Normal”; é relativo a canais com variações significativas do nível da água, mas sem influência das marés.
- “Nível de Água Mínimo Anual”; é relativo a canais onde existe influência das marés.

Para definir qual a geomanta a utilizar e o seu posterior dimensionamento, é necessário considerar qual o período de submergência, através da análise do nível de água máximo e mínimo, e a intensidade do escoamento no local de instalação. Contudo, a vegetação permite aumentar a estabilidade da geomanta, mas é necessário considerar o seu afogamento por longos períodos de tempo, que consequentemente inibe o desenvolvimento da vegetação, pelo que a resistência será somente em função da geomanta.

Por outro lado, quando a geomanta se encontra longos períodos de tempo acima do nível da água, e submersa por períodos curtos, permite aumentar bastante a estabilidade do conjunto, pois admite-se o desenvolvimento de vegetação associada à geomanta.

4.4.7. TÉCNICAS DE BIOENGENHARIA

A bioengenharia utiliza métodos que combinam a utilização de materiais construtivos vivos e técnicas de engenharia civil de maior ou menor rigidez, consoante as necessidades locais, permitindo potencializar a funcionalidade ecológica, hidrológica e paisagística do sistema intervencionado.

A vantagem da utilização das técnicas construtivas de bioengenharia reveste-se de particular importância dada a sua capacidade de solucionar problemas erosivos no canal fluvial, através de intervenções eficazes, cujos impactos na envolvente, são muito reduzidos, comparativamente com as

técnicas tradicionais de engenharia, que por sua vez, recorrem a materiais rígidos, estranhos à envolvente na qual são inseridos, e que reflectem consequentes impactos na sua interface.

De seguida são apresentadas algumas das principais vantagens e limitações das técnicas de bioengenharia [19].

Vantagens:

- Adaptam-se à variabilidade geomorfológica dos cursos de água;
- Permitem a naturalização dos cursos de água;
- Asseguram a riqueza e a diversidade biológica, contribuindo para o equilíbrio ecológico, a dinâmica e estabilidade natural;
- Diminuem a velocidade de escoamento, prevenindo a erosão e a sedimentação;
- Proporcionam uma estabilização crescente, devido à progressão do enraizamento;
- Tem a capacidade de regeneração do material vegetal;
- Desempenham uma função protectora dum modo elástico, absorvendo os elementos e acções do escoamento, reduzindo ou anulando a sua intensidade;
- São ecologicamente activas;
- Empregam material vegetal flexível, que se integra na paisagem;
- Contribuem para a valorização paisagística e estética.

Limitações:

- Mesmo uma protecção vegetal bem executada, pode não oferecer o grau de precisão e segurança numa protecção estrutural;
- Atingem a sua eficácia técnica plena após um determinado período de tempo, pelo que no caso de necessidade urgente de protecção do canal esta prática não é uma escolha ideal;
- Nos casos em que a velocidade de escoamento e turbulência nos rios ou canais é elevada, as técnicas de bioengenharia não permitem a sua resolução;
- Exigem disponibilidade de espaço, devido à sua grande área de implantação;
- Não preenchem em todas as situações as exigências de consolidação e segurança requeridas;
- Exigem uma aplicação adaptada e muito dependente do local, não sendo passíveis de construção em qualquer altura do ano;
- Para os rios que estão frequentemente inundados é difícil implementar estas técnicas.

4.4.7.1. Correção dos taludes e Cobertura Vegetal

A correção de talude, tanto pode ser uma das técnicas de controlo da erosão nas margens, como muitas vezes constitui a primeira etapa de preparação para outras técnicas de estabilização. Todavia, é mais apropriada em trechos do curso de água pouco sujeitos a velocidades de corrente elevadas.

Os trabalhos de correção dos taludes, consistem em movimentos de terras das margens, de modo a que adquiram um declive apropriado. É fulcral proceder à verificação da estabilidade das margens quando o seu declive é superior à proporção de 2H:1V. Contudo, as margens verticais ou aproximadamente verticais são geralmente intervencionadas de modo a exhibir um declive moderado, designadamente na proporção de 3H:1V ou inferior, sendo posteriormente replantadas com vegetação. Além disso, são as raízes da vegetação, em alternativa às medidas estruturais, que proporcionam a estabilização das margens.

Em caso algum a base da margem deverá estender-se para o interior do canal, pelo que este tipo de intervenção necessita de espaço suficiente para a sua implementação. A base deverá, ainda, ser reforçada com enrocamento acompanhado de geotêxtil, de acordo com a figura 4.41.

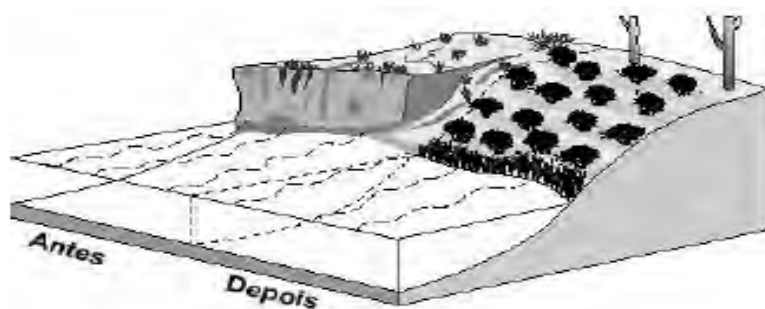


Figura 4.41 - Correção do declive da margem e revegetação.

A correção dos taludes das margens é aplicada em diversas situações, como por exemplo:

- Necessidade de minimizar a erosão das margens e moldá-las de modo a que estas adquiram uma conformação mais regular;
- Quando o declive da margem foi perturbado por actividades antropogénicas;
- Quando se excede o ângulo de repouso do solo local;
- Quando as quantidades e velocidades de escoamento superficial excedem os limites aceitáveis para os tipos de solo e vegetação presentes.

As zonas inferiores das margens deverão ser plantadas, após a correção, com vegetação resistente às forças abrasivas do escoamento, enquanto nas zonas superiores deverá ser plantada vegetação apta a deter a escorrência superficial.

Muitas vezes a base deverá ser reforçada com enrocamento acompanhado de geotêxtil, de acordo com a figura 4.42).

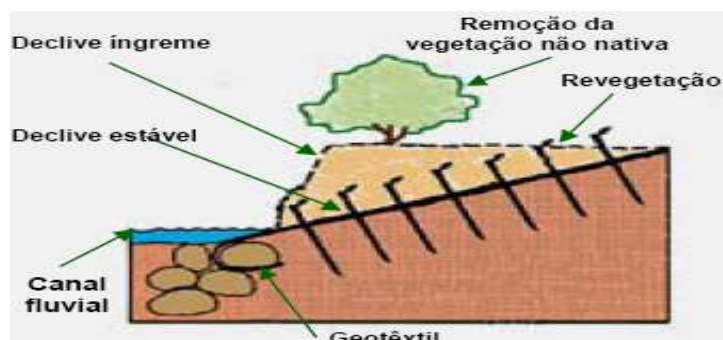


Figura 4.42 - Correção do declive das margens e revegetação com estabilização física da base. Note-se a aplicação de geotêxtil.

De seguida, são descritas as principais vantagens e limitações, do processo de correcção dos taludes e cobertura vegetal.

Vantagens:

- Constitui uma técnica de estabilização das margens com um impacto visual benéfico;
- Este método é considerado um dos melhores no que se refere à melhoria dos habitats aquáticos e terrestres;
- Promove uma melhoria estética da paisagem.

Limitações:

- Só é praticável em áreas com bons acessos;
- O período de tempo é alargado entre os trabalhos de melhoria e a estabilização, como resultado do tempo necessário para o enraizamento da vegetação;
- As razões mais comuns para o seu insucesso reportam à ocorrência de cheias durante o período de enraizamento da vegetação e à dificuldade do processo de colonização e enraizamento da vegetação.

As intervenções nos taludes das margens, são mais frequentes nas seguintes condições:

- Na presença de situações em que seja necessário minimizar a erosão das margens;
- Quando o declive é perturbado por actividades antropogénicas e em situações de perda de vegetação;
- Quando se excede o ângulo de repouso da massa de solo local;
- Quando as quantidades e velocidades de escorrência superficial das águas excedem os limites aceitáveis para os tipos de solo e vegetação presentes nos taludes;

- É mais apropriado em partes de margens que frequentemente não são afectadas por velocidades de corrente elevadas ou que apresentem declividades menores, e onde por sua vez, as velocidades são suficientemente baixas.

O estudo de revestimentos vegetais para protecção de taludes remonta à década de quarenta, tendo sido desenvolvido pelo Soil Conservation Services (SCS), um conjunto de procedimentos de dimensionamento baseados numa família de curvas de resistência, as quais relacionam o coeficiente de Manning (n), com o produto da velocidade pelo raio hidráulico de escoamento, de acordo com as características da vegetação adoptada.

De acordo com SCS, a vegetação utilizada neste tipo de revestimentos apresenta cinco graus de resistência: A - Muito Alta, plantas com altura entre 0.70 e 0.90 m, B - Alta, plantas com altura entre 0.28 e 0.60 m, C - Moderada, plantas com altura entre 0.15 e 0.28 m, D - Baixa, plantas com altura entre 0.05 e 0.18 m, e E - Muito Baixa, plantas com altura até 0.05 m, (figura 4.43) [8].

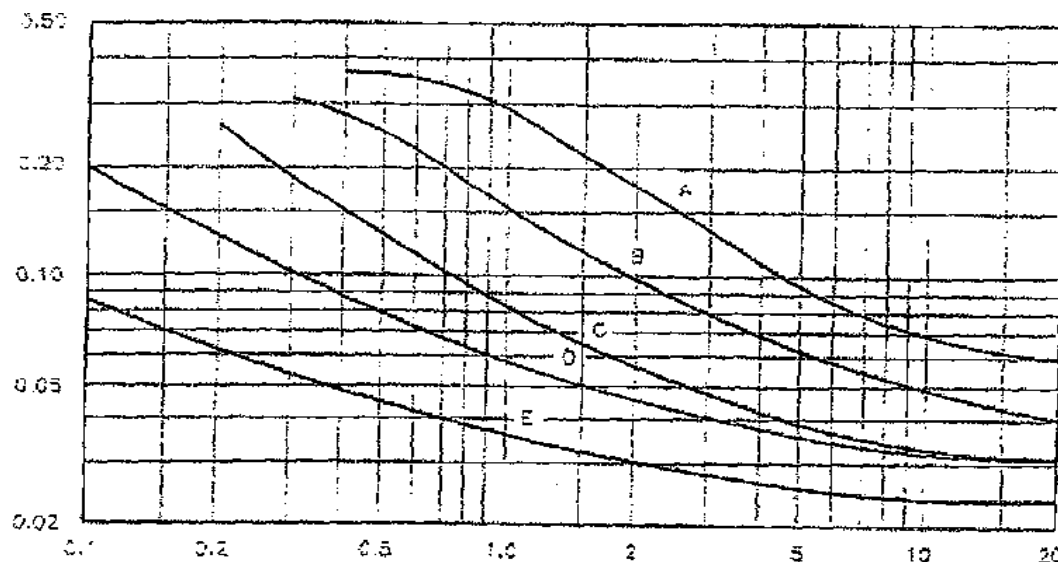


Figura 4.43 - Coeficiente de Manning em função do tipo de revestimento vegetal [8].

Conclui-se que a rotura dos revestimentos vegetais se deve essencialmente, ao desgaste do solo na base da vegetação, e se a tensão de arrastamento na superfície do solo exceder a tensão máxima admitida por este, inicia-se o conseqüente processo erosivo.

A tensão de arrastamento efectiva na superfície do solo é dado por [8]:

$$\tau_e = \tau_0 \cdot (1 - c_f) \cdot \left(\frac{n_s}{n}\right)^2 \quad (4.7)$$

- τ_e - Tensão de arrastamento efectiva na superfície do solo (kN/m^2);
 τ_0 - Tensão média de arrastamento (kN/m^2);
 c_f - Factor de cobertura vegetal;
 n_s - Coeficiente de Manning da superfície do solo,
 n - Coeficiente de Manning.

Foram realizados estudos com base no funcionamento de canais com vegetação. Deste programa de investigação resultou a elaboração de um manual de dimensionamento, no qual são destacadas as seguintes propriedades do revestimento com vegetação:

- A boa cobertura do solo, em particular quando a vegetação é a camada pela passagem do escoamento;
- A estrutura radicular reforça o solo adjacente à superfície, formando um material compósito solo/raízes que revela uma maior resistência à erosão do que o solo por si só;
- A estrutura radicular fixa o tapete compósito solo/raízes ao subsolo;
- A vegetação acima do solo reduz a velocidade do escoamento na superfície do solo, reduzindo assim a sua capacidade erosiva.

O mesmo estudo identificou ainda duas formas principais de rotura:

- Rotura localizada de plantas individuais;
- Rotura em larga escala por arranque e deslocação do tapete solo/raízes.

Uma vez exposto ao escoamento, o solo desprotegido é rapidamente erodido.

4.4.7.2. Relva Armada

A relva armada, também denominada de relva resistente ou reforçada, contempla a utilização de geossintéticos ou blocos pré-fabricados, que funcionam como elementos de fixação da vegetação.

No caso de utilização de blocos pré-fabricados de betão, as células abertas são preenchidas com solo, e posteriormente é semeada relva, grama, ou outra vegetação rasteira. Os blocos podem ser aplicados directamente sobre a camada base a proteger, ou pode aplicar-se um geotêxtil como subcamada de apoio.

Por sua vez, no caso dos geossintéticos, estes podem ser de diferentes tipos, geotêxtil não tecido, geomalha, geogrelha, entre outros, e são instalados sobre o solo base das margens a proteger.

O desenvolvimento de uma camada de vegetação rasteira, permite obter uma estrutura de blocos estáveis, por duas razões:

- Evita os efeitos erosivos nas juntas dos blocos, devido à diminuição da velocidade do escoamento, consequência da existência de uma camada de vegetação;
- As raízes, penetram e progridem em direcção ao solo base, reforçando a estabilidade da estrutura.

É importante referir que a manutenção regular é fundamental, e traduz-se pelo corte da vegetação com ajuda de meios mecanizados, quando esta estiver no auge do seu período de crescimento.

Esta solução e muitas outras envolvendo vegetação podem unicamente ser bem sucedidas (ou económicas) em climas que permitam o crescimento da vegetação sem esforços substanciais. Obviamente, a escolha das plantas dita o sucesso da estrutura, em que as plantas nativas são quase sempre preferenciais.

O comportamento deste revestimento de relva armada, tem demonstrado melhores resultados, comparativamente com os revestimentos vegetais simples, particularmente quando é utilizado o geotêxtil do tipo não tecido.



Figura 4.44 - Exemplos de revestimentos com relva armada, utilizando blocos de betão pré-fabricados (esquerda) e geossintético (direita) [19].

Na figura seguinte são apresentados alguns tipos de blocos pré-fabricados para reforço dos revestimentos relvados.

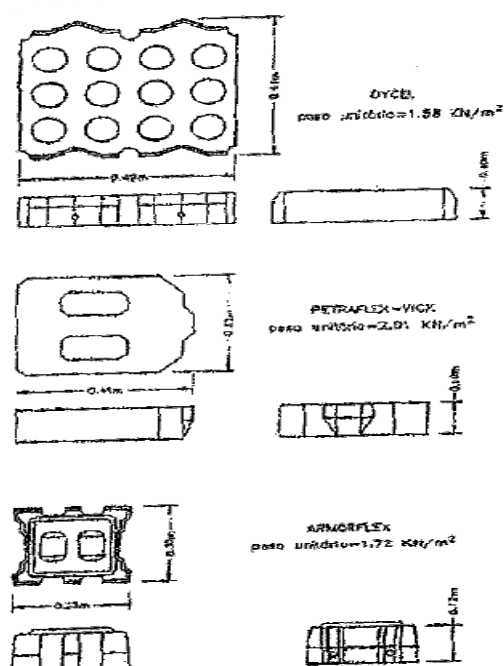


Figura 4.45 - Algumas configurações de blocos de betão pré-fabricados usados para revestimentos de Relva Armada [8].

4.4.7.3. Estacaria de Madeira

A estacaria de madeira, também denominada de estacaria viva, é geralmente um dos métodos mais utilizados na revegetação das margens.

A instalação de ramos vivos sob a forma de estacas permite consolidar as margens, possibilitando uma cobertura vegetal. De salientar que, apesar das estacas poderem ser de diferentes comprimentos e diâmetros, é aconselhado um diâmetro mínimo de 3 cm e um comprimento mínimo de 30 cm, sendo geralmente usadas estacas de salgueiro ou choupo com 2 a 5 anos de idade [19].

Ao preparar as estacas devem eliminar-se os ramos laterais para facilitar a sua inserção no solo.

As figuras 4.46, 4.47 e 4.48, ilustram o modo e características subjacentes à sua instalação.



Figura 4.46 - Colocação da estacaria ao longo das margens [5].

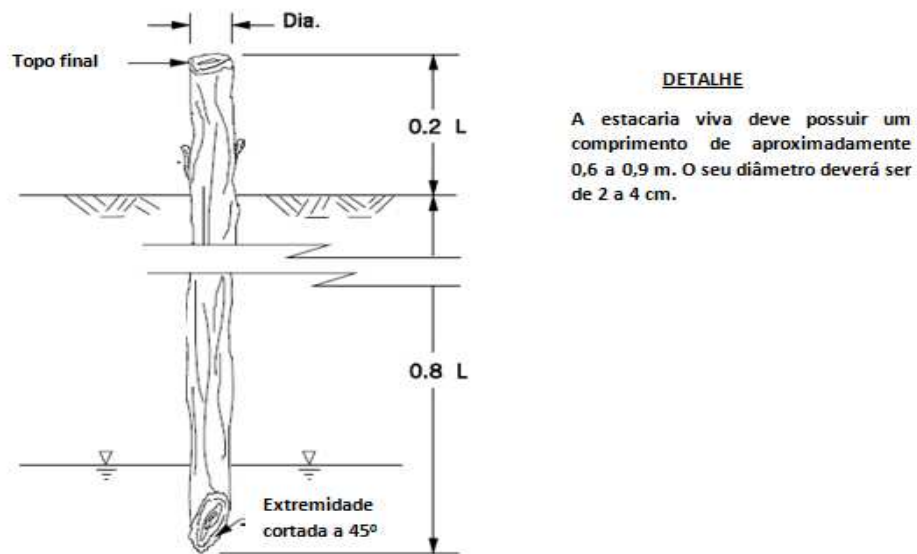


Figura 4.47 - Detalhe de colocação da estacaria [14].

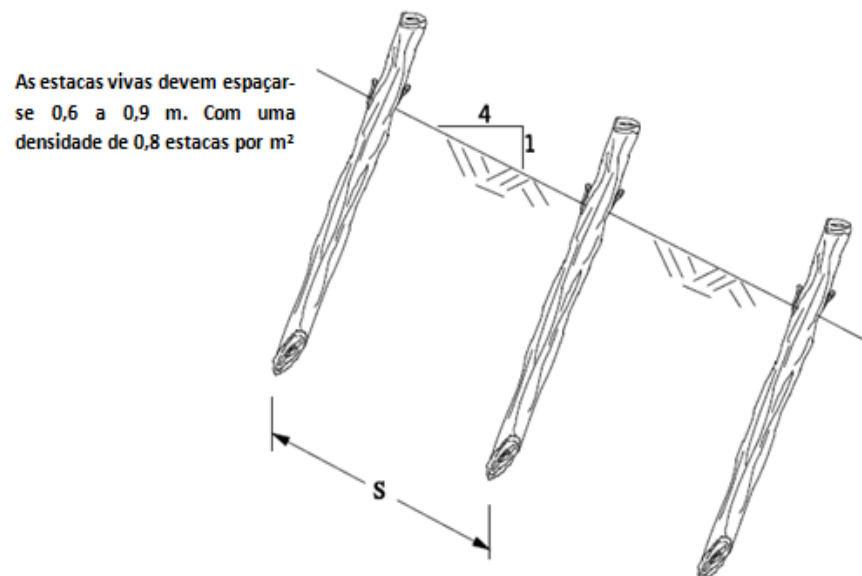


Figura 4.48 - Detalhe de colocação da estacaria [14].

4.4.7.4. Fachinas

As fachinas são estruturas de protecção vegetal, aplicadas nos taludes, formadas por ramos de árvores e arbustos, geralmente de salgueiros ou choupos.

As fachinas visam geralmente proteger apenas a base do talude, e são formadas por feixes de ramos vivos fixos por estacas, sendo que os feixes podem conter opcionalmente no seu interior gravilha ou solo, como ilustrado na figura 4.49.

Os ramos que os constituem devem ter mais de 2 m de comprimento e um diâmetro de cerca de 2 cm, dispostos com a base orientada para montante, e ligeiramente virada para o interior da margem (diminuindo a resistência à água), além de estarem fortemente comprimidos por um arame envolvente. A sua fixação no bordo da linha de água é realizada por estacas, separadas de 0,6 a 1,0 m.

Quando os taludes a estabilizar têm um comprimento considerável, é necessário aplicar cordões paralelos de fachinas a distâncias regulares ao longo dos mesmos, as quais são variáveis segundo o comprimento e inclinação da margem.

A instalação das fachinas é iniciada pela base, começando-se pela escavação de sucessivas valas perpendiculares à pendente, com uma profundidade correspondente a metade do diâmetro da fachina, fixando-se estes feixes com estacas na face inferior e cobrindo-as posteriormente com terra húmida (mas deixando visível a sua face superior). Após a instalação da fachina da base progride-se sucessivamente até ao topo do talude, o qual é protegido com um reforço de uma ou duas faixas de fachinas.

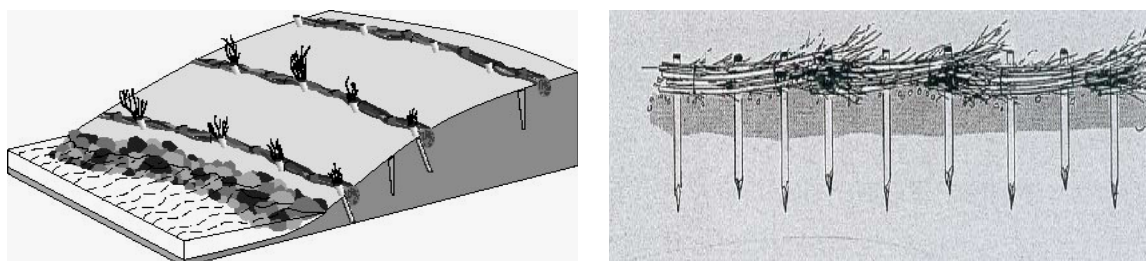


Figura 4.49 - Vista esquemática da aplicação de fachinas na base da margem junto à linha de água (esquerda) e corte longitudinal da aplicação de fachinas na base da margem junto à linha de água (direita) [10].

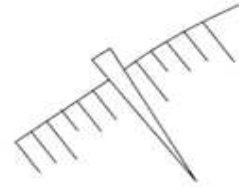


Figura 4.50 - Construção de uma protecção com fachinas [10].

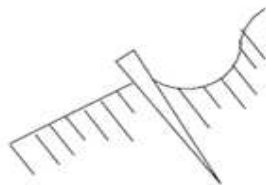


Passo Preliminar – preparar os molhos de facho (aglomerados em forma de cigarro, com 10 a 25 cm de diâmetro, constituído por ramagens vivas).

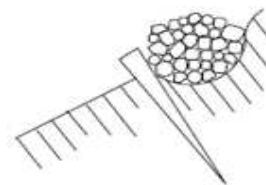
NOTA CONSTRUTIVA: a instalação inicia-se no fundo do talude, seguindo os procedimentos desde o passo 1 até ao passo 5.



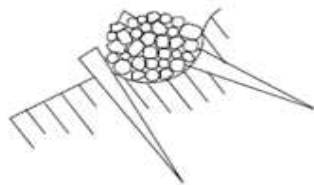
PASSO 1 – Inserir estacas ao longo do contorno do talude.



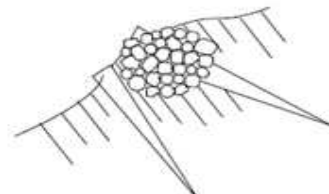
PASSO 2 – Cavar trincheira com uma profundidade de $\frac{1}{2}$ do diâmetro de um molho de ramagens, acima das estacas colocadas.



PASSO 3 – Colocar os molhos ao longo da trincheira.



PASSO 4 – Adicionar estacas de travamento, acima e abaixo dos molhos.



PASSO 5 – Colocação de solo sobre as fiadas de molhos, deixando unicamente expostos 5 cm, para promover o crescimento.

Figura 4.51 - Aplicação da protecção com facho [14]

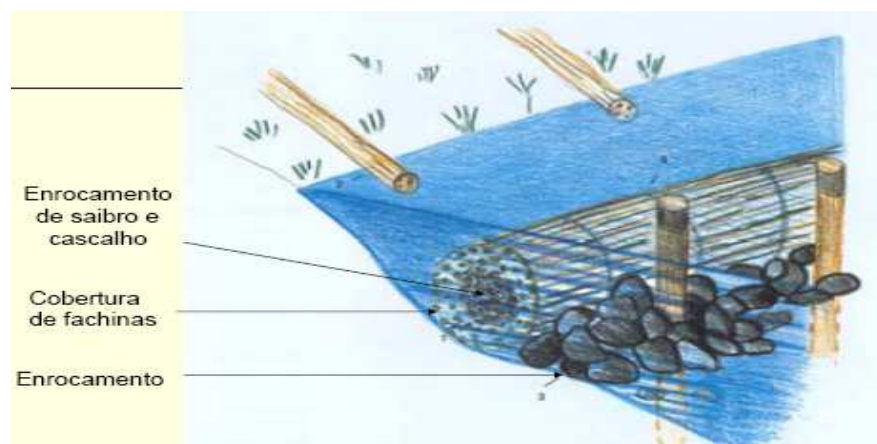


Figura 4.52 - Esquema da constituição de uma protecção fluvial do tipo facho [9].

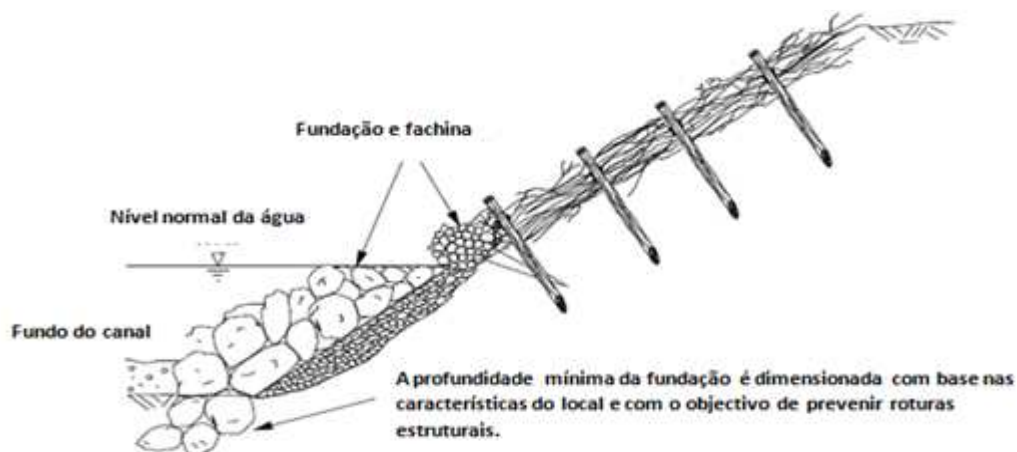


Figura 4.53 - Fases sucessivas de colocação de fachinas em margens. De referir, que a facha começa a ser colocada a partir da base [14].

As protecções de margens de rios com o sistema de fachinas, têm sido muito utilizadas em países da Europa Central, e nos Estados Unidos, com sucesso nas seguintes aplicações:

- Consolidação da base de margens de rios e canais fluviais;
- Construção de socacos em margens com inclinações moderadas;
- Aplicações em conjunto com outras técnicas, como por exemplo as protecções com estacaria,

De acordo com a figura 4.51, numa primeira fase o talude da margem é devidamente limpo e uniformizado, para a instalação da protecção com fachinas. Posteriormente procede-se à abertura de valas ou trincheiras, paralelamente ao curso de água, a uma dada distância dependente das condições hidráulicas do local.

De seguida inicia-se a colocação das fachinas nas várias faixas, ao longo das margens, sendo depois parcialmente cobertas com solo, para que a vegetação possa desenvolver-se.

Por fim, passado algum tempo, a vegetação cresce e passa a cobrir toda a área, tornando a margem mais resistente aos efeitos erosivos do escoamento.



Figura 4.54 - Preparação do terreno ao longo da margem para a instalação da técnica de bioengenharia adequada (esquerda). Colocação das fachinas em diversas faixas devidamente distanciadas, ao longo das margens (centro). Margem protegida com vegetação (direita) [18].

4.4.7.5. Empacotamentos

Os empacotamentos permitem proteger as margens de rios e canais fluviais, através de um sistema de cobertura total com ramos de aproximadamente 2 metros de comprimento e diâmetro de 2 a 4 cm, colocados perpendicularmente ao eixo do rio e com a base em contacto com água [14]. Os ramos são fixos com arame galvanizado ao solo, a que se segue a sua cobertura por uma fina camada de solo ou, mesmo, por um geotêxtil.

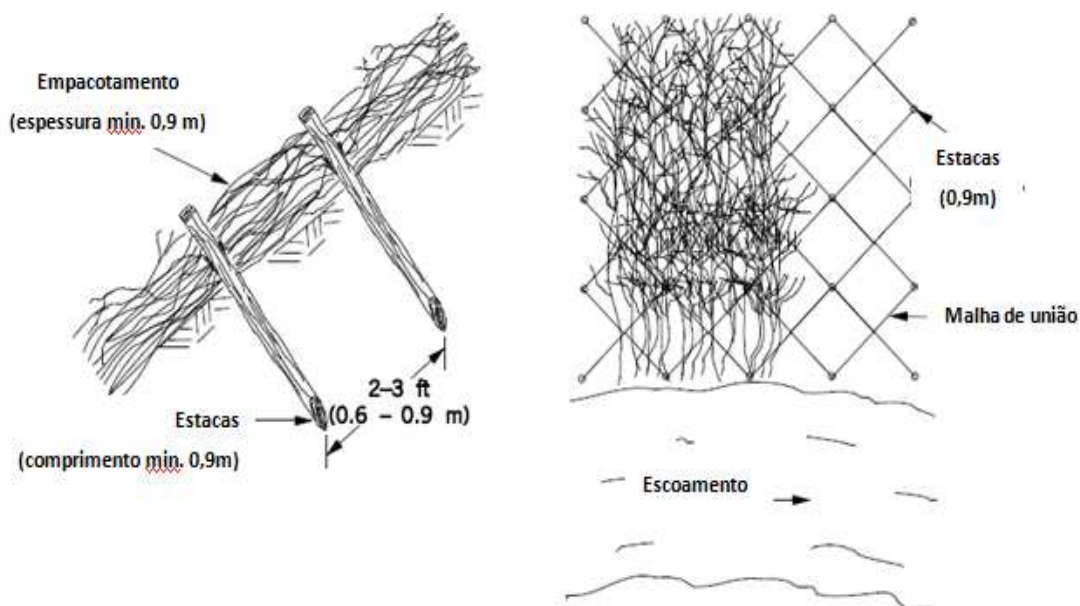


Figura 4.55 - Desenho em que se ilustra um corte transversal e uma simples planta geral, do sistema de empacotamento [14].

As protecções com empacotamento, facilmente se adaptam às irregularidades das margens, pelo que dispensam os trabalhos prévios de uniformização dos taludes.

De seguida são referidas as principais vantagens e limitações gerais de aplicação de empacotamentos.

Vantagens:

- Permitem uma protecção eficaz;
- O revestimento do talude pela vegetação tende a ser rápido, e o mesmo acontece com a progressão das raízes, que permitem a consolidação dos taludes;
- Num curto período de tempo, o resultado final tem impactos visuais positivos.

Limitações:

- Os empacotamentos necessitam muitas vezes duma quantidade muito elevada de ramos de salgueiros ou choupos, nem sempre disponíveis;
- É necessária uma manutenção regular, e por vezes é necessário proceder à substituição do material, caso no primeiro ano a humidade seja reduzida, ou ocorram cheias, que arrastem o revestimento vegetal.

4.5 PARÂMETROS DE DECISÃO

A definição do tipo de estrutura de protecção fluvial corresponde à integração de abordagens disciplinares tendo por finalidade a obtenção de uma visão integrada do sistema fluvial e das disfunções diagnosticadas, levando à formulação de um modelo de intervenção, considerando a especificidade dos problemas existentes, as potencialidades do canal fluvial e da zona envolvente. Nesse sentido, devem ser sintetizadas as análises efectuadas por meio da definição de medidas e estruturas tipo, identificando os principais problemas existentes e apontando estratégias de intervenção para uma reabilitação global do troço.

Devem-se avaliar os constrangimentos que, de alguma forma, podem limitar a escolha do tipo e da complexidade das estruturas de protecção. Este passo é extremamente importante na medida em que permite adequar as estruturas e potenciar o êxito de implementação do plano, em função dos condicionalismos existentes. Assim, a escolha das técnicas e materiais a implementar ao longo de um dado troço em estudo deve ter por base um conjunto de preocupações relacionadas com a disponibilidade de materiais, a aplicabilidade das estruturas, a flexibilidade e facilidade de manutenção, a redução dos impactes ambientais e paisagísticos, e por fim a minimização dos custos de implementação e monitorização.

4.6 MINIMIZAÇÃO DOS IMPACTOS

O processo de reabilitação efectua-se de uma forma controlada, com acompanhamento dos técnicos ligados ao projecto, no sentido de orientar os trabalhos, aconselhar o desenvolvimento das operações e reequacionar as medidas em função dos materiais disponíveis e da mão-de-obra.

Assim, define-se um conjunto de recomendações de modo a minimizar os impactes dos trabalhos, entre as quais se destaca a necessidade de [16]:

- Actuar em extensões limitadas em função dos objectivos a atingir e do plano global de intervenção;
- Limitar os trabalhos e as intervenções sobre o leito para manter a máxima diversidade de habitats;
- Utilizar material adequado que deve circular fora do leito;
- Trabalhar alternadamente entre uma margem e outra;

- Preservar a integração paisagística do curso de água;
- Ter em conta as consequências dos trabalhos, especialmente a jusante;
- Escolher as técnicas mais adequadas e as menos danosas para o ambiente;
- Minimizar a remoção de árvores para o acesso das máquinas. O operador de máquinas deverá receber instruções claras relativamente à conservação e valorização da vegetação;
- Não utilizar qualquer produto químico para a desmatção;
- Conduzir os trabalhos de jusante para montante e no acesso à circulação de máquinas deve haver o cuidado de precaver os interesses dos proprietários confinantes;
- Acumular os lixos e resíduos em locais a definir e, posteriormente, eliminados ou transportados para local apropriado e definitivo.

5

UTILIZAÇÃO DE FILTROS GRANULARES E GEOSSINTÉTICOS

5.1 NECESSIDADE DE FILTROS

Conclui-se que as roturas das margens muitas vezes resultam de uma configuração inadequada, ou por deficiente construção da subcamada, que por sua vez reflecte instabilidades na camada de revestimento superficial.

A camada de revestimento superficial oferece a primeira linha de defesa face aos ataques hidráulicos e por isso necessita de ser suficientemente forte para resistir aos esforços das correntes e turbulência do escoamento. Contudo, é na interface entre o solo base e a subcamada que ocorrem as condições geotécnicas e hidráulicas mais críticas. Estas nem sempre são severas, mas em determinadas situações podem tornar-se críticas se durante a fase inicial de rotura, os seus efeitos iniciais forem negligenciados ou não compreendidos. Estas condições são afectadas pelas propriedades do solo base e do revestimento, como a sua permeabilidade relativa e a dimensão das partículas.

Com o aumento do nível de saturação do material do solo, ocorre a sua consequente deterioração, devido à redução das forças de contacto entre as partículas do solo, pela envolvimento da água. Alterações da saturação no solo causada por variações ou rápidas subidas do nível de água são agravantes para a estabilidade interna das margens, desde que estes se encontrem estáveis para condições geotécnicas específicas. Devem assim ser tomadas medidas para minimizar os efeitos iniciais descritos.

Acresce o facto de com velocidades elevadas surgirem pressões que potenciam a migração de finos da camada base (figura 5.1).

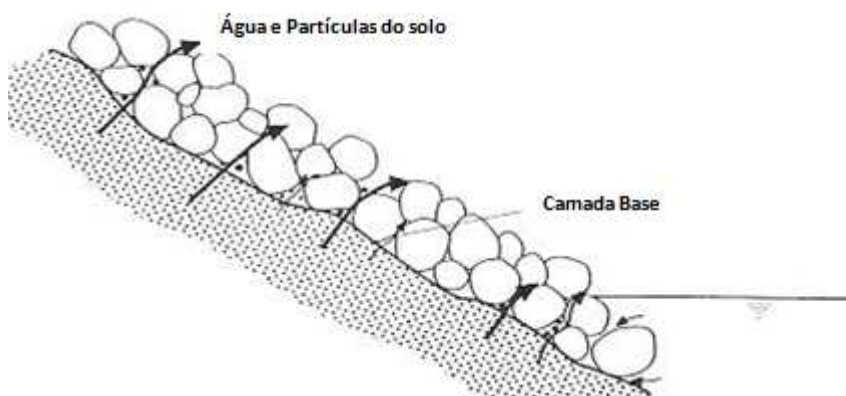


Figura 5.1 - Exemplo de um revestimento Riprap, sem camada filtro [7].

Na presença de uma camada de revestimento, que normalmente tem partículas de dimensões superiores à do solo base, existe o risco que os finos da camada base, sejam arrastados pelo escoamento.

As subcamadas são introduzidas nas estruturas de revestimentos para impedir a migração das partículas do solo base, e para ao mesmo tempo permitir a passagem de água dos taludes das margens para o canal, e vice-versa, em determinados casos. Por outro lado, actuando como filtros, estes podem satisfazer outras funções, como a separação de camadas, e como regularização do solo base, para uma melhor colocação das camadas de revestimento.

As subcamadas podem igualmente ser utilizadas como drenos, proporcionando um escoamento das águas de infiltração, paralelamente à estrutura de revestimento.

Os filtros podem ser feitos de dois tipos de materiais muito diferentes (materiais granulares e/ou geotêxteis) que são descritos de seguida. Qualquer que seja o tipo de filtro, é essencial assegurar um bom contacto com o solo base. Qualquer bolsa de ar ou obstáculo entre o filtro e o solo base pode por em causa as capacidades de filtração destes materiais. Pode também resultar em diferentes assentamentos no caso do material granular, e perdas das capacidades do geotêxtil em determinadas situações.

5.2 TIPOS DE FILTRO

5.2.1. INTRODUÇÃO

Os filtros são usados sob a forma de materiais granulares ou sintéticos (figura 5.2), como também podem ser usadas soluções compósitas, que utilizam ambos os materiais. Ambos os tipos podem ser eficientes na redução do gradiente hidráulico atrás do revestimento, por permitirem a libertação de pressão hidráulica excessiva, sem que ocorra a perda de partículas do solo base.

Desde que as capacidades hidráulicas sejam similares, a escolha entre filtros granulares ou sintéticos é normalmente baseada em considerações práticas, como disponibilidade de espaço e materiais, facilidade nos processos construtivos, localização, entre outros factores.



Figura 5.2 - Exemplo esquemático de um filtro granular (esquerda) e de um geotêxtil (direita) [7].

5.2.2. FILTROS GRANULARES

Os filtros granulares têm uma longa história de aplicações bem sucedidas. Inúmeras experiências na aplicação de filtros granulares foram desenvolvidas durante centenas de anos, desde a sua aplicação na antiguidade, até aos mais avançados estudos laboratoriais, o que permitiu estabelecer criteriosos princípios de dimensionamento.

Este tipo de filtro é constituído, como o nome indica, por materiais com natureza granular. O conceito por trás da sua aplicação, é o de que uma transição granular deve ser introduzida entre o solo base, que é constituída maioritariamente por finos, e a camada de revestimento, que por sua vez é constituída por material de maiores dimensões. Dependendo das dimensões relativas das partículas entre as duas extremidades, esta transição pode requerer mais do que um tipo de material granular. De facto, um filtro granular é normalmente constituído por pelo menos duas camadas, particularmente se proteger uma camada base maioritariamente constituída por finos.

Contudo, como limitações às vantagens mencionadas, os filtros granulares são difíceis de instalar em alguns casos e hoje em dia são largamente substituídos por geotêxteis.

De seguida são mencionadas situações onde os filtros granulares não são aconselháveis, por razões construtivas, económicas, ou hidráulicas.

- Em condições de construção abaixo do nível da água, onde pode ser difícil assegurar a estabilidade das várias camadas granulares;
- Construção em margens com disponibilidade de espaço muito reduzida, e onde a espessura requerida para as camadas de filtro granular não é aceitável;
- Regiões onde os materiais granulares com as propriedades e qualidade necessárias, são difíceis de obter;
- Em escoamentos altamente turbulentos, foi demonstrado através de estudos laboratoriais em revestimentos Riprap, que os filtros granulares convencionais podem contribuir para a destabilização da camada de revestimento, quando os níveis de turbulência são elevados;
- Em solos argilosos, as soluções com filtros granulares são normalmente consideradas mais dispendiosas e de difícil instalação, comparativamente com os geotêxteis, pois necessitam de um grande número de camadas.

Os filtros granulares são muito específicos no que diz respeito à sua curva granulométrica e espessura. O princípio por trás do dimensionamento de filtros granulares é a necessidade de assegurar a estabilidade de todas as camadas filtro sobrepostas e da camada de revestimento. Isto é mais facilmente conseguido quando a curva granulométrica do filtro é aproximadamente paralela à da camada de revestimento e aplica-se somente a revestimentos do tipo granular, como por exemplo, o Riprap. Quando estamos perante um solo base com grande percentagem de finos, o filtro necessita de ser constituído por diversas camadas, em que a camada anterior funciona como o filtro, e a camada superior é o revestimento.

O processo de filtração pode ser descrito da seguinte forma: ao mesmo tempo que o geotêxtil retém as partículas maiores, evitando a sua transposição, parte das partículas de menor dimensão consegue

migrar para lá do geotêxtil. As partículas de maior dimensão que não transpõem o geotêxtil ficam mais encostadas a este, e as partículas de menor dimensão que também não conseguem migrar, irão preencher os vazios formados entre as partículas maiores. A regra base dos geotêxteis, é que ajuda o solo a filtrar-se a ele mesmo. Contudo, este processo ocorre unicamente quando existe um bom contacto entre o solo base e o geotêxtil.

5.2.3. GEOSSINTÉTICOS

Hoje em dia está muito divulgada a utilização de geossintéticos em obras de Engenharia Civil (obras viárias, obras hidráulicas, entre outras). Efectivamente a utilização de geossintéticos, iniciada há aproximadamente duas décadas, está em pleno desenvolvimento, com o seu conhecimento, o aproveitamento das suas características técnicas e o seu comportamento em obra. É muito vasta a gama de trabalhos onde é tecnicamente e economicamente recomendável a utilização de mantas de geossintético como elemento do filtro ou elemento separador de protecção ou reforço.

Os geossintéticos são mantas sintéticas ou de material vegetal que podem ser usadas complementarmente com outras técnicas para estabilizar as margens e prevenir a perda de solo causado pela fluxo de água (transversal e longitudinal) [7]

Entre os geossintéticos podem destacar-se diversos subgrupos, como geotêxteis, geogrelhas, geomantas, geocompostos, geocélulas, geodrenos, geoespaçadores, geomembranas, entre outros.

Estes produtos são materiais permeáveis de apreciável deformabilidade em forma de lâminas. As mantas são confeccionadas com fibras naturais, como palha de trigo, juta vegetal (fibra têxtil) ou fibra de côco e podem ser reforçadas com fibra natural ou tiras sintéticas, para aumento da durabilidade. Quando inteiramente sintéticas, a matéria-prima básica é constituída por diversos tipos de polímeros, tais como poliamidas, poliolefinas (polietileno e polipropileno) e poliésteres, cada qual com propriedades hidráulicas e mecânicas diversas.

A densidade das mantas varia para permitir bloquear a difusão da luz, o que facilita selectivamente a germinação das espécies vegetais e suprime o crescimento das ervas daninhas. Existem ainda mantas que incorporam já no seu interior diversas espécies de sementes.

Os geossintéticos são muito úteis na fase inicial de reabilitação e consolidação da margem, especialmente, como foi explicado anteriormente, quando existe uma mobilização de material do próprio talude. Deste modo, a sua aplicação encontra-se frequentemente ligada à fase posterior ao reperfilamento da margem e antes da plantação. Com efeito, estes materiais absorvem a energia cinética produzida pela acção erosiva da chuva, evitam a colmatação, do solo, aumentando a capacidade de filtração da água no terreno e diminuem a instabilidade do talude quando varia a altura da coluna de água no canal.

Os geotêxteis são largamente utilizados em projectos de reabilitação de canais fluviais, e por sua vez, serão alvo de grande destaque.

Os geotêxteis podem ser do tipo tecido, quando suas fibras não seguem nenhum padrão pois na sua fabricação elas são agrupadas aleatoriamente, ou tecidos, cujas fibras estão bem organizadas formando uma trama. O tecido geotêxtil controla a erosão, pelo que ajuda a restabelecer a vegetação em taludes e solos pobres.

As técnicas descritas são geralmente aplicadas quando os objectivos principais para os rios incluem a diversidade de habitats, controlo da erosão e a estética, incluindo também a diversidade de plantas ao longo da margem.

Apesar desta técnica poder ser usada individualmente no rio é provavelmente melhor, quando usada em conjunto com outras.

Em solos altamente erodíveis, o geotêxtil é muitas vezes necessário sob as estruturas como os gabiões e o enrocamento do tipo Riprap para suportá-los e protegê-los contra a erosão.

O geotêxtil pode também melhorar a qualidade da água. As plantas que se encontram no geotêxtil, especialmente as plantas aquáticas emergentes, assimilam contaminantes da coluna de água, contudo, a totalidade da massa de poluentes retirada pode ser pequena.

O geotêxtil pode também melhorar o controlo da poluição difusa interceptando os sedimentos e os nutrientes associados que vêm para o rio, provenientes das margens.

Os geotêxteis possuem as características técnicas e funcionais, descritas de seguida.

- Permitem a passagem da água, e não das partículas do solo a proteger;
- Absorvem a energia cinética produzida pela partícula erosiva da chuva, vento e neve que, ao chocarem contra a manta orgânica, dão resultado à divisão de múltiplos e pequenos vectores de menor força erosiva que contribui para que a partícula do solo em movimento se fixe entre a manta, evitando as perdas naturais, impedindo a sua colmatação, aumentando a capacidade de filtração da água no terreno e diminuindo definitivamente todos os riscos de inundações;
- Aumentam a capacidade da retenção de água no solo ao evitar a sua perda por evaporação;
- Regulam a temperatura do solo ao amortecer a sua exposição ao frio e ao calor;
- São biodegradáveis, constituindo assim um elemento que se incorpora no solo formando com este um horizonte orgânico, resultando numa melhoria da taxa de sobrevivência das plantas;

A vantagem dos geotêxteis assenta na reduzida espessura do revestimento, fácil colocação, baixos custos de transporte e controle de qualidade. Além do mais, são resistentes ao efeito erosivo da água da chuva ou do rio, podendo-se eleger a manta mais adequada (em função do tipo de solo e das forças a que se encontra submetido) a partir duma ampla diversidade de produtos existentes no mercado.

Existem três tipos fundamentais de geotêxtil, e a sua maioria pertence às duas primeiras categorias:

- Tecidos, com fibras orientadas em determinados ângulos e poros de dimensões regulares,
- Não Tecidos, formados por filamentos ou fibras distribuídas aleatoriamente, e com poros de diferentes dimensões,

- Malhas, formadas por fibras incapazes de se mover dentro da estrutura. Esta forma de manufactura confere alta resistência e flexibilidade, mas estas propriedades não são normalmente muito importantes em aplicações fluviais.



Figura 5.3 - Exemplos de geotextil "não tecido" (esquerda) e "tecido" (direita) [17].

Relativamente aos geotêxteis do tipo não tecido, deve ser realçada a sua importância, no que diz respeito à sua integração em estruturas filtrantes será porventura a sua utilização como elemento de substituição da primeira camada de granulometria mais reduzida, que será de realçar.

Efectivamente, muitas das vezes, a dificuldade da colocação em obra, desta primeira camada do filtro (dadas as suas dimensões), aliada à necessidade de ser constituída uma superfície de separação em relação ao aterro da margem a proteger, potencia em muitos casos a utilização de geossintético do tipo não tecido.

Os geotêxteis também diferem no material polímero usado para a sua fabricação. O polyester e o polipropileno são os mais comuns, contudo podem ser utilizados em alguns casos o polietileno e outros materiais. Tanto o poliéster como o polipropileno têm propriedades mecânicas, filtrantes e químicas, aconselháveis para protecção erosiva de canais fluviais.

Algumas das suas propriedades são enunciadas de seguida.

Propriedades mecânicas:

- Capacidade de absorver deformações durante a sua instalação e em serviço;
- Capacidade de resistir a agressões físicas durante a sua instalação;
- Resistência à abrasão;
- Propriedades Filtrantes;
- Capacidade para filtrar o solo.

Propriedades Químicas:

- Capacidade de resistir às condições do solo,
- Capacidade de resistir aos raios ultra-violeta (UV) e luz solar.

É essencial que os geotêxteis destinados a aplicações fluviais, garantam boas propriedades filtrantes do solo base. Os geotêxteis não tecidos podem ser concebidos com óptimas características de filtração, mas o seu sucesso só se comprova verdadeiramente em solos bastante uniformes, no que diz respeito à dimensão das partículas. Contudo, os geotêxteis não tecidos oferecem uma maior gama de aberturas de poros e podem ser filtros mais eficientes. Estes possuem uma capacidade elástica muito superior aos geotêxteis tecidos, sem que ocorram roturas pontuais. É uma propriedade muito útil, por exemplo em situações onde o geotêxtil é colocado atrás de um revestimento Riprap e necessita de se deformar para que haja um bom contacto entre as rochas e o solo base.

Existem outros aspectos relacionados com os geotêxteis que devem ser tidos em conta, pois afectam profundamente o seu comportamento. Por exemplo, é importante assegurar que os geotêxteis são devidamente cobertos, isto é, protegidos da luz solar, não apenas durante a sua vida útil, mas também durante o período que antecede a sua instalação. Esta é uma precaução contra possíveis danos, especialmente face aos raios ultra-violeta, que podem reduzir consideravelmente a durabilidade do material.

Outro aspecto de valor a considerar, são os possíveis danos causados pela colocação de enrocamento de grandes dimensões, no caso dos revestimentos Riprap, ou outro tipo de revestimento com constituintes angulares. É essencial proteger a integridade da membrana, para que sejam asseguradas as suas capacidades filtrantes durante a vida útil.

A principal desvantagem dos geotêxteis é a possibilidade de entupimento ou bloqueio dos poros, que pode afectar a sua função filtrante, e a sua performance a longo prazo.

5.3 DIMENSIONAMENTO DE FILTROS

5.3.1. VERIFICAÇÃO DA VELOCIDADE

A espessura dos revestimentos e a dimensão do seu material é dimensionada de modo a que resistam à acção do escoamento e seja evitada a erosão do solo de base, ou seja, de apoio ao revestimento.

A velocidade do escoamento sob o revestimento depende principalmente da inclinação do canal fluvial e das dimensões dos vazios entre as pedras, ou seja das dimensões das mesmas. Considerando que a direcção predominante do fluxo é paralela à superfície do revestimento, esta velocidade permanece praticamente constante ao variarem as características hidráulicas.

A velocidade da água entre as sucessivas camadas do revestimento e o solo a proteger deve ser suficientemente pequena para evitar o movimento das partículas que constituem o solo.

Na interface com o fundo do rio ou canal, a velocidade sob o revestimento, quer seja de colchões Reno, gabiões, ou enrocamento, pode ser determinada pela expressão de Manning [8]:

$$U_b = \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{d_m}{2} \right)^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (5.1)$$

- U_b - Velocidade na interface entre o revestimento e a camada base (m/s);
- n - Coeficiente de rugosidade de Manning ($s.m^{1/3}$);
- d_m - Diâmetro médio do material constituinte do revestimento (m);
- i - Inclinação do canal fluvial (m/m).

Atendendo a bibliografia especializada [21], se sob o revestimento se dispuser unicamente um filtro geossintético, pode assumir-se $n = 0,02$.

Caso contrário, ou seja, se existir um filtro granular, assume-se $n = 0,025$.

De referir que, a colocação de um geossintético sob o revestimento, reduz aproximadamente em 50% o valor da velocidade referida.

A velocidade U_b deve ser comparada com a velocidade U_e admissível na interface com o material da base (velocidade limite que o solo pode suportar de modo a que seja evitada a sua erosão).

Esta velocidade, para solos aluvionares, pode ser determinada pela seguinte expressão [8]:

$$U_e = 16,1 \cdot d_m^{1/2} \quad (5.2)$$

- U_e - Velocidade admissível (m/s);
- d_m - Dimensão média das partículas do solo a proteger (m).

A necessidade ou não, da utilização de um filtro sob o revestimento, resulta da comparação entre as velocidades apresentadas.

Se, $U_b > U_e$ é necessário colocar um filtro, cujo dimensionamento depende essencialmente das características granulométricas do solo a proteger.

5.3.2. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA FILTRANTE

A estrutura filtrante designada é constituída por várias camadas aluvionares sobrepostas e caracterizadas por distintas composições granulométricas. O seu material depende fundamentalmente das características do maciço a proteger.

Em termos do seu funcionamento, um filtro deverá cumprir com as seguintes regras, conhecidas por "Critérios de Terzaghi - Vicksburg" [8]:

- Opor-se à penetração dos elementos finos e não penetrar no maciço (Regra da Adaptação);
- Ser suficientemente permeável;
- Ser estável face às acções devidas ao escoamento.

O maciço a proteger será objecto de análise granulométrica sendo importante o conjunto dos seus diâmetros [8]:

$$d_{15} \text{ e } d_{85}$$

Correspondentes às dimensões das malhas dos peneiros pelas quais passam, respectivamente, 15% e 85% do peso da amostra testada.

No que respeita ao filtro e, considerando a mesma definição de material passado em percentagem do respectivo peso, o conjunto de diâmetros a considerar é [8]:

$$d'_{10}, d'_{15}, d'_{60} \text{ e } d'_{85}$$

A regra da adaptação impõe a seguinte relação [8]:

$$4d_{15} < d'_{10} < 4d_{85}$$

No que respeita às questões da permeabilidade, deverá prever-se uma granulometria uniforme, isto é [8]:

$$d'_{60} < 2d'_{10}$$

Hazen refere um valor aproximado para o valor da permeabilidade [8]:

$$k = 1 \text{ a } 1,5 (d'_{10})^2 \text{ (m.s}^{-1}\text{)}$$

Sendo o valor de d_{10} expresso em centímetros.

Quanto à estabilidade do filtro, pode ser necessário estabilizá-lo por meio de um novo filtro sobreposto ao primeiro, cujos diâmetros fundamentais d'' se relacionarão com os diâmetros d' através de relações homólogas às apresentadas.

As regras da adaptação e da permeabilidade são assim, sucessivamente aplicadas até que se atinja o diâmetro médio dos blocos que constituem o filtro.

Desta forma é feita a concepção das estruturas filtrantes cujos diâmetros crescem do fundo (fundo aluvionar a proteger) para a superfície (zona em contacto com o escoamento) e, do lado interior (margem a proteger) para o lado exterior (margem em contacto com o escoamento).

As últimas camadas da estrutura filtrante que já são parte integrante do revestimento do canal, funcionarão como camadas estabilizadoras.

6

DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE PROTECÇÕES

6.1 PRINCÍPIOS DE DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE PROTECÇÕES

O dimensionamento hidráulico de protecções de margens, visa a correcta reabilitação de uma dada secção de um trecho fluvial, onde ocorram ou poderão ocorrer, problemas de estabilidade.

Deve-se sempre, efectuar uma descrição dos principais problemas decorrentes da instabilização, e ordenar uma sequência dos principais objectivos a atingir. Com isto, passa-se a uma análise dos tipos de protecção possíveis de aplicar a cada caso, e métodos construtivos mais favoráveis consoante as condições geomorfológicas do local.

Com base em diversas possibilidades de intervenção, deve-se iniciar a análise das principais vantagens e consequentes desvantagens inerentes a cada solução, para que a partir daí se possa concluir qual a melhor opção.

A secção requalificada deverá atender às necessidades do curso de água, garantindo a estabilidade estrutural das margens, boas capacidades de vazão dos caudais afluentes, e cumprir todas as condicionantes ambientais e legais envolvidas.

Torna-se fundamental compreender que um curso de água é um fluxo de energia, e que a sua energia em termos longitudinais e transversais permite alterar fisicamente o canal fluvial. A compreensão destas forças e a definição de medidas adequadas de dimensionamento hidráulico das protecções, tendo em conta o elevado grau de susceptibilidade do meio, é fulcral no momento em que projectamos a requalificação do canal.

Para a elaboração de um projecto de protecção de margens é importante ter conhecimento dos factores que afectam a estabilidade, tais como as causas e tipos de erosões existentes.

A verificação da estabilidade de margens de um curso de água sob acção de um escoamento é considerada após a avaliação estrutural da estabilidade geotécnica, sendo que em várias situações, a estrutura de revestimento, com a principal finalidade de proteger a margem contra o desgaste hidrodinâmico do rio, acaba por contribuir para a estabilidade geotécnica, como no caso dos gabiões.

A estabilidade do canal fluvial sob a acção das forças do escoamento, está directamente relacionada com a distribuição de velocidades ao longo da secção transversal do canal, pelo que o dimensionamento hidráulico de canais assenta em equações de resistência ao escoamento, que relacionam a velocidade média ou o caudal, com a perda de carga numa dada secção do canal fluvial, a partir dos seus parâmetros geométricos e rugosidade.

6.2 ESTABILIDADE DA SECÇÃO

O ideal seria obter um canal estável sem qualquer tipo de revestimentos ou protecções adicionais, mas em muitas situações, isso implicaria a existências de canais muito largos, com grandes perímetros hidráulicos, de forma a obter velocidades compatíveis com o tipo de material constituinte do canal.

A estabilidade hidráulica dos materiais de um canal fluvial é função das suas resistências às forças hidrodinâmicas geradas pelo escoamento, sendo que as condições em que as partículas iniciam o deslocamento são denominadas como críticas: velocidades críticas ou tensões tangenciais críticas.

O dimensionamento hidráulico deve iniciar-se pela verificação da necessidade de protecção, através dos critérios de tensão de arrastamento, ou velocidade admissível nas secções em análise. Assim passa-se à comparação da velocidade média do escoamento com a velocidade crítica ou velocidade limite suportada pelo material do leito, o mesmo ocorre com a tensão de arrastamento do escoamento e a resistência ou tensão crítica suportada pelo material do leito ou margens do canal.

6.3 ENROCAMENTO – ANÁLISE DE ESTABILIDADE

A estabilidade de um revestimento de enrocamento (Riprap ou Enrocamento arrumado) só se verifica se não ocorrerem deslocamentos dos elementos que constituem as estruturas.

A condição de início do movimento das pedras define o limite de estabilidade deste tipo de revestimentos.

As forças de arrastamento (F_D), que actuam no sentido do escoamento podem ser determinadas através da seguinte expressão [8]:

$$F_D = C_1 \tau_0 d_m^2 \quad (6.1)$$

- τ_0 - Tensão de arrastamento (kN/m^2);
- d_m - Diâmetro médio da camada estabilizadora da estrutura filtrante (m);
- $C_1 \cdot d_m^2$ - Área em que se aplica a tensão τ_0 (m^2).

A tensão de arrastamento para as condições de início do movimento é:

$$\tau_c = \frac{C_1}{C_2} (\gamma_s - \gamma) D \cos \theta (tg \varphi - tg \theta) \quad (6.2)$$

- C_2 - Constante;
- γ_s e γ - Respectivamente o peso específico das partículas que constituem o canal, e da água;

- θ - Ângulo das margens com a horizontal;
 φ - Ângulo de atrito interno.

Actualmente existem diversas expressões para determinar a tensão crítica em função das características granulométricas do material de protecção (das margens ou do fundo) e do seu peso volúmico.

São exemplos disso, as expressões de Schoklisch, de Lane, do Highway Research Board (H.R.B.), entre outras.

As respectivas expressões são [8]:

- Critério de Lane:

$$\tau_C = 0.785 \cdot D_{75}$$

- Critério de H.R.B.:

$$\tau_C = 0.628 \cdot D_{50}$$

Sendo τ_C expresso em $N.m^2$, D_{75} e D_{50} em mm.

Prova-se que, devido à sua inclinação, a tensão a que os blocos de enrocamento podem estar sujeitos nas margens vem modificada relativamente aquela que estaria estabelecida no fundo do rio.

O dimensionamento dos blocos do enrocamento das margens deverá ser feito considerando uma tensão crítica superior, correspondendo tal majoração à divisão do respectivo valor pelo coeficiente de Lane, K_L , dado pela expressão (6.3) [8]:

$$K_L = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}} \quad (6.3)$$

Se o enrocamento for arrumado será mais correcto aplicar a expressão de Samora (6.4).

$$K_L = \cos \alpha \cdot \left(1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \alpha_b} \right) \quad (6.4)$$

- α_b - Ângulo de suporte do enrocamento.

É pois importante a determinação das tensões máximas de arrastamento, no fundo do rio e nas margens.

Tais valores podem ser obtidos em função da tensão de arrastamento correspondente ao regime uniforme (6.5) [17].

$$\tau_0 = \gamma \cdot R_H \cdot j \quad (6.5)$$

Nesta expressão a perda de carga unitária é igual ao seno do ângulo que o talvegue faz com a horizontal.

Para valores muito pequenos de tal ângulo o valor de j pode ser considerado como aproximadamente igual a i (inclinação do fundo), resultando:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R_H \cdot i \quad (6.6)$$

Autores que estudaram os valores máximos de τ_0 , no fundo e margens de um canal fluvial, concluíram o seguinte conjunto de valores máximos, expressos em função da largura do fundo (B_f), da altura da água no canal (y) e da inclinação das margens ($Z = \frac{H}{V}$), válido para secções trapezoidais [8].

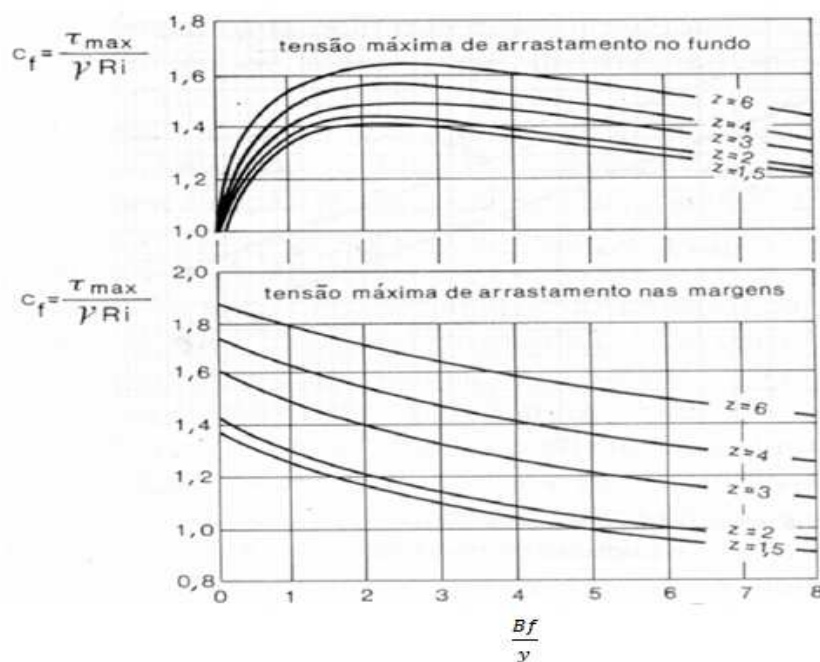


Figura 6.1 - Tensão máxima de arrastamento em canais de secção trapezoidal [8].

6.4 COLCHÕES RENO / GABIÕES – ANÁLISE DE ESTABILIDADE

6.4.1. TENSÃO CRÍTICA

6.4.1.1. Tensões tangenciais no fundo do canal

A estabilidade de um revestimento do tipo colchões Reno, Riprap ou gabiões caixa, só se verifica se não ocorrerem deslocamentos dos elementos que constituem as estruturas.

A condição de início do movimento das pedras define o limite de estabilidade deste tipo de revestimentos, contudo existe uma estabilidade adicional, fornecida pela malha de arame envolvente.

As forças de arrastamento, F_D que actuam no sentido do escoamento podem ser determinadas através da seguinte expressão [8]:

$$F_D = C_1 \cdot \tau_0 \cdot d_m^2 \quad (6.7)$$

τ_0	- Tensão de arrastamento (KN/m ²);
d_m	- Diâmetro médio da camada estabilizadora da estrutura filtrante (m);
$C_1 \cdot D^2$	- Área em que a tensão τ_0 se aplica (m ²).

As tensões máximas de arrastamento são obtidas em função da tensão média de arrastamento correspondente ao regime uniforme:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R_H \cdot j \quad (6.8)$$

Nesta expressão a perda de carga unitária vale o seno do ângulo que o talvegue faz com a horizontal, para valores muito pequenos de tal ângulo o valor de j pode ser considerado igual à inclinação do fundo, i , resultando:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R_H \cdot i \quad (6.9)$$

Caso a relação entre a largura superficial (b) e a profundidade média do escoamento (y_m), seja maior ou igual a 30, ou seja, $b \geq 30 \cdot y_m$, o raio hidráulico (R_H) é aproximadamente igual à profundidade média do escoamento, sendo que a diferença entre eles é da ordem de 5%, e a substituição na equação 6.8, da profundidade média pelo raio hidráulico, não altera o valor resultante da acção do escoamento [17].

Por outro lado caso a relação anterior seja menor do que 30, ou seja, $b < 30 \cdot y_m$, a decisão de adoptar o valor da profundidade média, no lugar do raio hidráulico, permite um cálculo pelo lado da segurança, pois para uma relação inferior a 30, a profundidade média do escoamento é sempre maior do que o raio hidráulico, resultando assim um valor maior da acção do escoamento sobre o leito do rio ou canal.

Assim:

$$\tau_0 = \gamma \cdot y \cdot i \quad (6.10)$$

Caso os valores da relação entre a largura superficial e a profundidade média do escoamento sejam inferiores a 8, ou seja $b < 8 \cdot y_m$, é aconselhável introduzir um factor correctivo (K_f), cujos valores são apresentados no quadro 6.2, de forma a minimizar a diferença entre o raio hidráulico e a profundidade médio do escoamento.

O parâmetro adimensional que visa a caracterização da condição de inicio de movimento, é dada pela seguinte equação [17].

$$C_* = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d_m} \quad (6.11)$$

C_* - Parâmetro de Shields;

Na equação 6.11, parte-se de uma análise em que se considera uma pedra de diâmetro equivalente igual ao diâmetro médio do material do fundo, ou seja, o diâmetro da peneira que permite a passagem de 50% em peso do material que constitui o revestimento.

Na equação 6.11, o denominador é proporcional à tensão normal de fundo devido ao peso imerso da pedra, pelo que o coeficiente de Shields é portanto análogo a um coeficiente de atrito.

Desta forma e com base na equação 6.10, é possível calcular a tensão crítica junto ao fundo, ou seja, a tensão que pode ser atingida sem que ocorra movimento do material do revestimento, que é representada pela equação 6.12.

$$\tau_c = C_* \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot d_m \quad (6.12)$$

Enquanto a tensão tangencial exercida pelo escoamento no fundo do canal revestido apresentar valores inferiores ou iguais, ao valor da tensão tangencial crítica que o revestimento suporta, este manter-se-á estável.

Ou seja,

$$\tau_0 \leq \tau_c \quad (6.13)$$

Diversas experiencias realizadas em modelos e protótipos, de canais revestidos com aplicações de malha metálica envolvendo o enrocamento, e em canais revestidos com enrocamento solto (Riprap), permitiram obter um gráfico que relaciona as tensões tangenciais críticas para as diferentes situações ensaiadas.

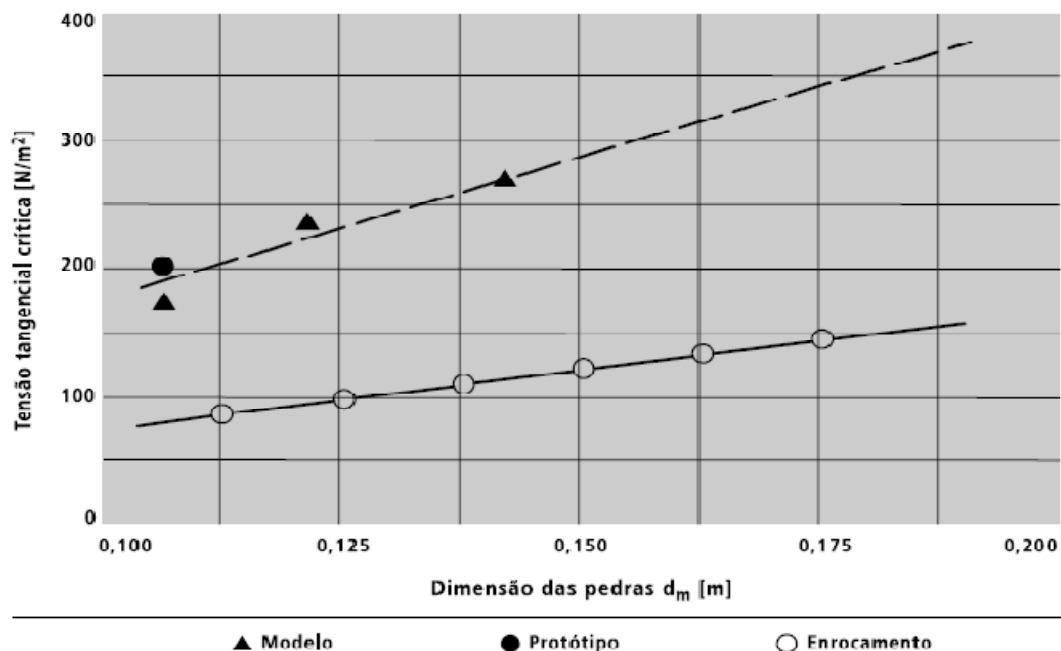


Figura 6.2 - Tensão tangencial crítica em função da dimensão da pedra [17].

Através da figura 6.2 conclui-se que os revestimentos com aplicação de malha metálica envolvendo as pedras, suportam aproximadamente o dobro da tensão tangencial, comparativamente com os revestimentos constituídos por enrocamento solto (Riprap). Pode admitir-se que a tensão aplicada pelo escoamento possa superar, até 20% a tensão crítica calculada pela equação 6.12.

Ou seja,

$$\tau_0 \leq 1,2 \cdot \tau_c \quad (6.14)$$

Se for considerada a movimentação das pedras dentro da malha metálica, as consequentes deformações da estrutura, são irrelevantes, e permitem que as suas características principais e estabilidade se mantenham. Caso se utilize a equação 6.14, no dimensionamento do revestimento, há que ter em conta as possíveis deformações resultantes da acção do escoamento, pelo que estas devem ser controladas.

No quadro 6.1 é possível obter os valores das tensões de arrastamento limite, calculadas para a situação de início de movimento do enrocamento, em função da espessura, e dimensão das pedras, para um revestimento constituído por colchões Reno ou gabiões caixa.

Quadro 6.1 - Tensões tangenciais críticas de arrastamento para colchões Reno e gabião caixa [17].

Tipo	Espessura [m]	Pedras de enchimento		τ de arraste		
		Dimensoes [mm]	d_{50} [m]	Crítica [N/m ²]	Experimental [N/m ²]	Maxima admissivel [N/m ²]
Colchão Reno® malha 6x8	0,17	70 a 100	0,085	136,00	155,00	163,20
		70 a 150	0,110	176,00	200,00	211,20
	0,23	70 a 100	0,085	136,00	155,00	163,20
		70 a 150	0,110	176,00	200,00	211,20
	0,30	70 a 120	0,100	160,00	175,00	192,00
		100 a 150	0,125	200,00	230,00	240,00
Gabião caixa malha 8x10	0,50	100 a 200	0,150	240,00	280,00	288,00
		120 a 250	0,190	304,00	370,00	364,80

6.4.1.2. Tensões tangenciais nas margens do canal

A tensão tangencial resultante da acção do escoamento nas margens de canais trapezoidais, é dada pela equação 6.15.

$$\tau_0^m = 0,75 \cdot \gamma \cdot y \cdot i \quad (6.15)$$

O coeficiente com o valor de 0,75, não é constante e varia com a profundidade do escoamento e com a largura superficial do escoamento, pelo que pode admitir-se um coeficiente correctivo para a tensão tangencial no fundo, conforme proposto por Lencastre. Neste caso:

$$\tau_0^f = K_f \cdot \gamma \cdot y \cdot i \quad (6.16)$$

$$\tau_0^m = K_m \cdot \gamma \cdot y \cdot i \quad (6.17)$$

- τ_0^m - Tensão tangencial nas margens (KN/m²);
 τ_0^f - Tensão tangencial no fundo (KN/m²);
 K_f - Coeficiente correctivo para a tensão tangencial no fundo;
 K_m - Coeficiente correctivo para a tensão tangencial nas margens;

No quadro 6.2 são definidos os valores dos coeficientes correctivos K_f , relativo ao fundo, e K_m , relativo às margens, tendo como base os parâmetros geométricos da secção transversal adoptados, de acordo com a figura 2.11 (capítulo 2).

Quadro 6.2 - Valores dos coeficientes correctivos K_f (relativo ao fundo) e K_m (relativo às margens) em relação aos parâmetros geométricos da secção transversal [17].

b/y	m					
	2		1,5		0	
	K_f	K_m	K_f	K_m	K_f	K_m
0	0	0,650	0	0,535	0	0,000
1	0,780	0,730	0,780	0,695	0,372	0,458
2	0,890	0,760	0,890	0,735	0,686	0,636
3	0,940	0,760	0,940	0,743	0,870	0,740
4	0,970	0,770	0,970	0,750	0,936	0,744
6	0,980	0,770	0,980	0,755	—	—
8	0,990	0,770	0,990	0,750	—	—

Os coeficientes K_f e K_m já consideram a substituição do raio hidráulico (R_H), pela profundidade do escoamento (y), pelo que nas equações (6.16) e (6.17) não há referência ao raio hidráulico.

Por sua vez, a tensão tangencial crítica nas margens, é também diferente da tensão crítica no fundo, pelo que para as margens é utilizada a seguinte expressão:

$$\tau_c^m = \tau_c^f \cdot \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}}$$

(6.18)

τ_c^m - Tensão tangencial crítica nas margens (KN/m²);
 τ_c^f - Tensão tangencial crítica no fundo (KN/m²);

A equação 6.19 fornece a relação de estabilidade dos revestimentos de margens, em tudo similar à equação 6.13.

$$\tau_0^m \leq \tau_c^m$$

(6.19)

Partindo da mesma consideração de que a tensão tangencial aplicada no fundo do canal pela acção do escoamento pode superar a tensão crítica, até 20% devido à capacidade de deformação do colchão Reno e gabião, pode-se para o caso das margens admitir o mesmo raciocínio, sendo que:

$$\tau_0^m \leq 1,2 \cdot \tau_c^m$$

(6.20)

No caso de se adoptar a tensão máxima admissível, que equivale a utilizar a equação (6.20) para dimensionamento do canal, deve haver um controle das deformações resultantes da acção do escoamento, admitindo por exemplo um número maior de diafragmas e de tirantes com o objectivo de uma maior organização e consolidação as pedras entre as telas.

6.4.1.3. Trechos Curvos

Nos trechos em curva é necessário considerar o aumento da tensão tangencial sobre a margem externa, consequência das forças centrífugas inerentes ao escoamento.

Assim,

$$\tau_0^m = K \cdot \gamma \cdot R_H \cdot i$$

(6.21)

Com base na figura 6.3, em função da relação entre a largura superficial do escoamento e o raio de curvatura, é determinado o coeficiente K.

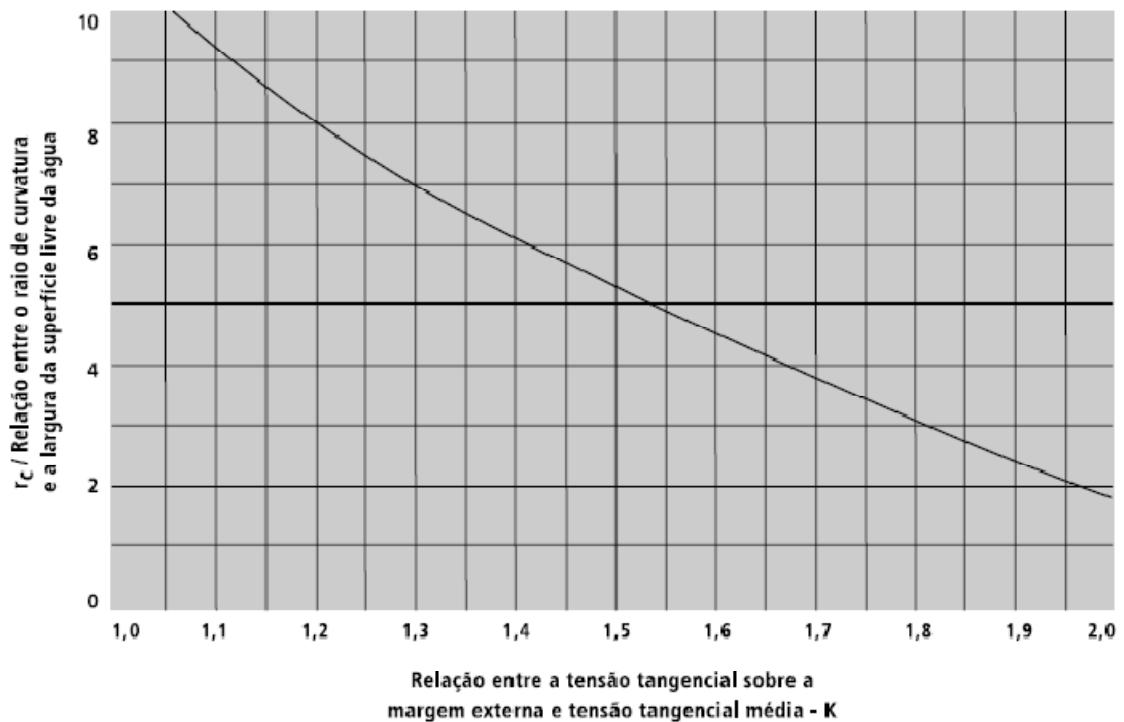


Figura 6.3 - Coeficiente K em função da relação entre o raio da curva e a largura superficial do escoamento [17].

6.4.2. VELOCIDADE CRÍTICA

A velocidade crítica, que corresponde à velocidade máxima admissível para que não ocorram deslocamentos das pedras, é outro critério alternativo para a verificação da estabilidade de um canal à acção do escoamento.

Segundo *Lencastre*, na maioria das aplicações práticas não é possível determinar, com suficiente rigor, a velocidade crítica junto ao fundo. Por esse motivo, a análise da estabilidade do fundo de canais por este critério normalmente baseia-se na velocidade média do escoamento.

Analisando dois canais com profundidades diferentes, mas com velocidades médias do escoamento e materiais de revestimento semelhantes, a velocidade junto ao fundo será mais elevada no canal com menor profundidade, o que leva a considerar que se deve ter em conta, as diferentes profundidades do escoamento, na determinação da velocidade crítica.

A utilização do critério da velocidade crítica está dependente da profundidade do escoamento, contudo este critério é muitas vezes usado, pois na maioria dos casos práticos, os únicos dados disponíveis dizem respeito à velocidade média do escoamento, mas bastaria unicamente o critério da tensão tangencial para definir a condição de estabilidade.

A figura 6.4 fornece a velocidade crítica de início de movimento das pedras, em função das suas dimensões, nas situações de enrocamento solto, ou enrocamento envolto numa malha metálica, como no caso dos colchões Reno e gabiões.

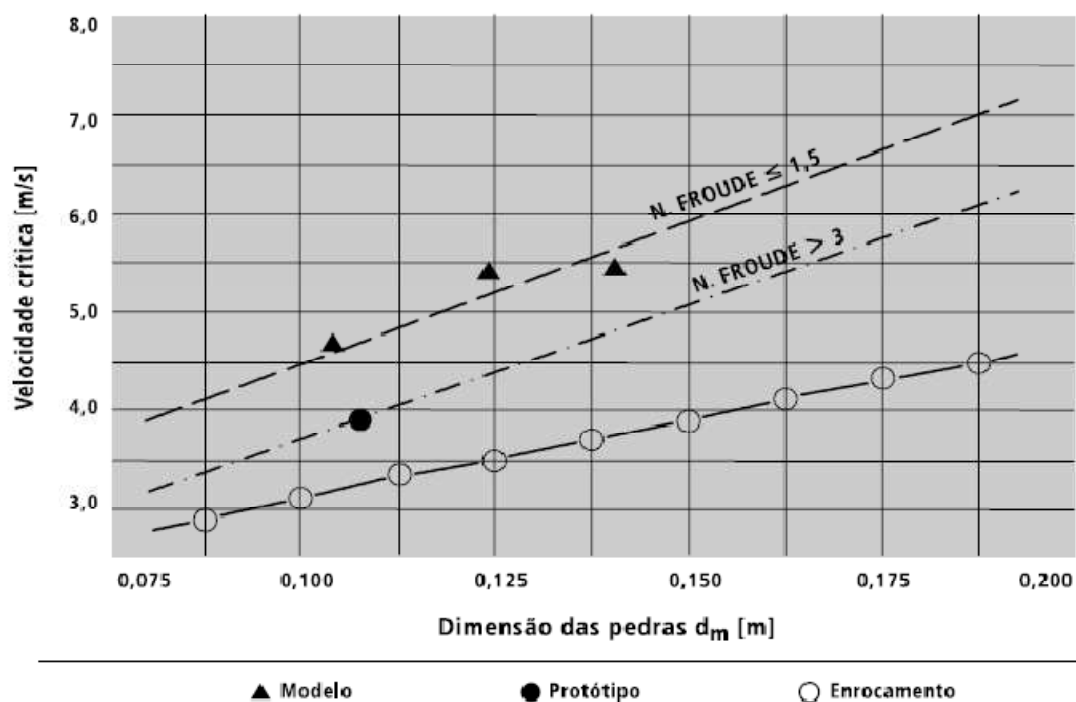


Figura 6.4 - Velocidade crítica em função das dimensões das pedras [17].

Foram realizadas inúmeras experiências para o caso específico dos colchões Reno, que por sua vez permitiram obter o gráfico da figura 6.5, que relaciona a velocidade crítica de início de movimento das pedras com a espessura do colchão Reno, preenchido com pedras de dimensões coerentes com a abertura da malha e a espessura do colchão.

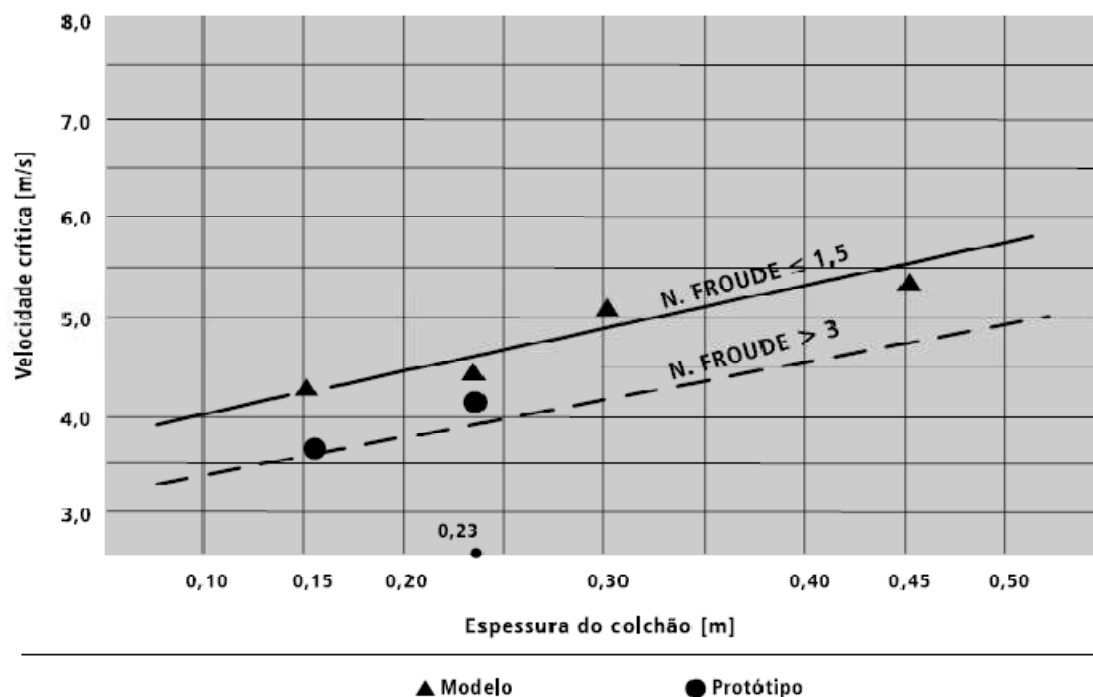


Figura 6.5 - Velocidade crítica em função da espessura do colchão Reno [17].

O quadro 6.3 fornece indicações a respeito da velocidade crítica e velocidade limite para diferentes espessuras de colchão Reno e gabião caixa. A condição de início de movimento nas pedras do revestimento, depende da velocidade crítica. Por outro lado, a velocidade limite é a velocidade que o revestimento consegue suportar durante breves períodos de tempo, admitindo-se pequenos movimentos das pedras no interior das telas.

Quadro 6.3 - Velocidade crítica e velocidade limite para colchões Reno e gabiões caixa [17].

Tipo	Espessura [m]	Pedras de enchimento		Velocidade crítica [m/s]	Velocidade limite [m/s]
		Dimensões [mm]	d_{50} [m]		
Colchão Reno®	0,17	70 a 100	0,085	3,5	4,2
		70 a 150	0,110	3,8	4,5
	0,23	70 a 100	0,085	3,7	4,5
		70 a 150	0,110	4,1	4,9
	0,30	70 a 120	0,100	4,0	4,7
		100 a 150	0,125	4,3	5,0
Gabião caixa	0,50	100 a 200	0,150	4,9	5,8
		120 a 250	0,190	5,5	6,4

6.4.3. DEFORMAÇÕES

A verificação e quantificação das deformações que podem ser causadas pelo escoamento, numa estrutura de gabiões ou colchões Reno, pretende concluir se a alteração na disposição das pedras dentro da malha metálica, leva a consequentes efeitos erosivos na camada base. Ora, relativamente aos gabiões caixa não existe este problema, pois têm um formato aproximadamente cúbico, com dimensões suficientemente grandes, contudo esta verificação deve ser realizada para os colchões Reno, devido à sua reduzida espessura.

Sempre que a tensão tangencial toma valores superiores à tensão tangencial crítica, ocorre no interior do gabião ou colchão Reno, o deslocamento para jusante de algumas pedras, de acordo com a figura 6.6.

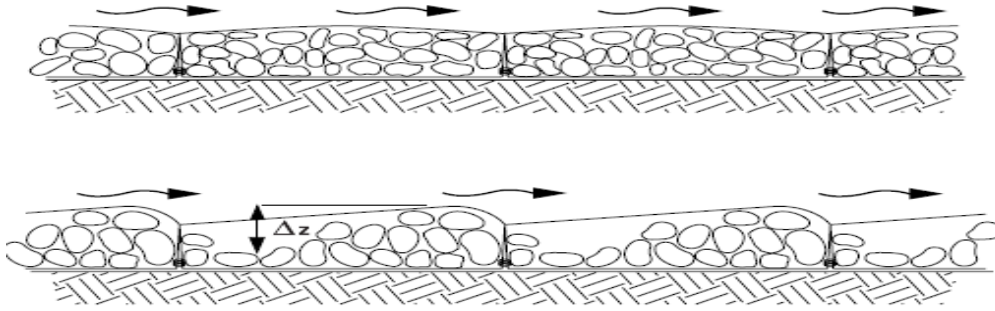


Figura 6.6 - Esquema do movimento das pedras no interior do colchão Reno [17].

Caso o valor da tensão tangencial aumente muito para além do valor da tensão tangencial crítica, podem ocorrer fenómenos erosivos graves na camada base, fragilizando o principal elemento estabilizador da estrutura de revestimento. Contudo, relativamente aos colchões Reno, estes continuam a cumprir a função de retenção das pedras, e só no caso da tensão tangencial superar a tensão de ruptura da tampa da malha metálica, é que as suas funções perdem eficácia.

Para avaliar o grau de deformação utiliza-se o parâmetro $\frac{\Delta z}{d_m}$, Δz a distância vertical entre o ponto mais baixo e o mais alto da superfície assumida pelas pedras, de acordo com a figura 6.6.

Define-se o parâmetro adimensional “coeficiente eficaz de Shields”, como sendo:

$$C'_* = \frac{\tau_0^f - \tau_c^f}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d_m} \quad (6.22)$$

$\frac{\Delta z}{d_m}$ e C'_* são relacionados através de uma relação expressa pela curva da figura 6.7.

Com o objectivo de impedir a falta de protecção da camada base, e consequente exposição directa à acção da corrente, deve ser garantida a seguinte relação:

$$\frac{\Delta z}{d_m} \leq 2 \cdot \left(\frac{e}{d_m} - 1 \right) \quad (6.23)$$

e - Espessura do colchão Reno (m);

Δz - Distância vertical entre o ponto mais baixo e o mais alto da superfície assumida pelas pedras (m);

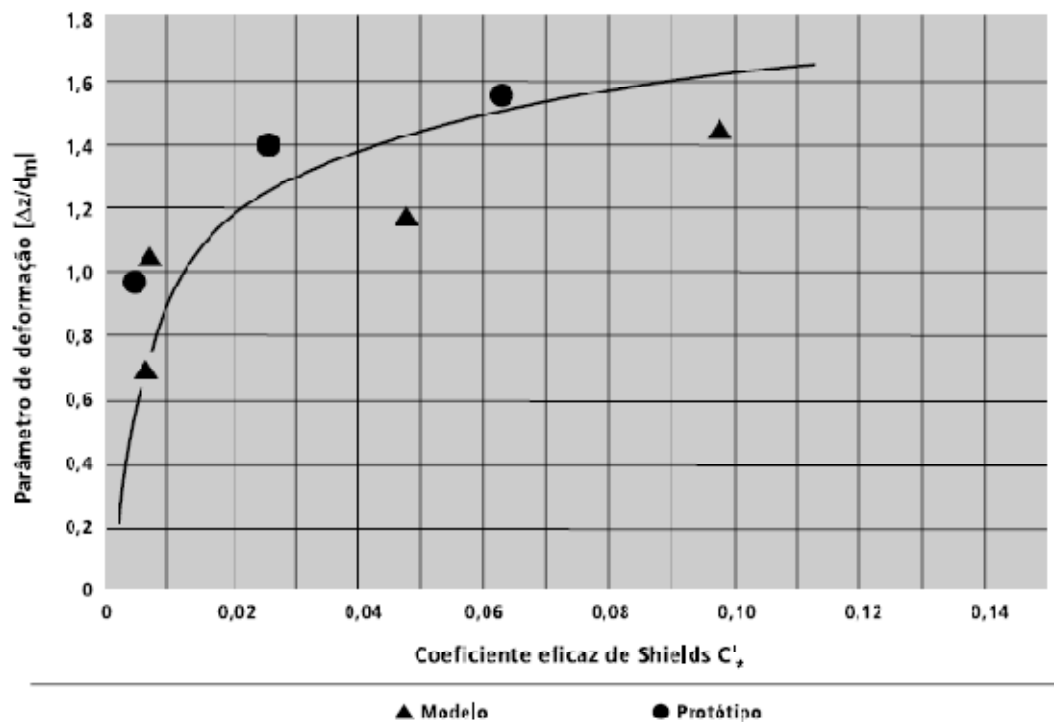


Figura 6.7 - Relação entre o parâmetro de deformação e o coeficiente eficaz de Shields [17].

Para os colchões Reno situados em margens aplica-se o mesmo procedimento para verificar as deformações admissíveis.

Pela análise da figura 6.7 verifica-se que, acima de certos valores de C^* , o parâmetro $\Delta z/d_m$ não aumenta mais, posto isto, o colchão Reno de espessura 1,8 a 2 vezes a dimensão da pedra estável pode, virtualmente suportar condições muito mais graves que aquelas de projecto, sem perder a eficácia. Pode admitir-se que as tensões tangenciais podem superar até 20% as tensões tangenciais críticas, porém é necessário realizar o controlo das deformações para o caudal de projecto. Executando então o controle da deformação para uma vazão superior à de projecto, obtém-se uma avaliação da reserva de resistência da estrutura.

É igualmente necessário ter em conta, que o comportamento da deformação depende da espessura do revestimento, das dimensões das bolsas, da presença de tirantes verticais, da rigidez da rede metálica e da densidade de pedras, pelo que a figura 6.7 foi obtida a partir dos dados recolhidos de colchões Reno com bolsas a cada metro e para uma espessura de aproximadamente 0,23 m.

Portanto, é rigorosa em situações análogas, mas fornece uma óptima indicação também para outros tipos de colchões Reno e gabiões caixa.

É igualmente necessário ter em conta a resistência da tampa, que pode atingir a ruptura devido à excessiva deformação provocada pela movimentação das pedras, denominado efeito vela ou turbulência, ou pelo desgaste devido ao movimento ou vibração das pedras de enchimento, que por sua vez pode afectar o revestimento do arame da malha. Aconselha-se, neste caso, considerar a frequência dos eventos que provocam o movimento das pedras.

6.5 GEOMANTAS

6.5.1. INTRODUÇÃO

Caso se comprove que o canal necessita de protecção contra a acção do escoamento, passa a ser necessário verificar quais os períodos de ocorrência dos diferentes níveis de água do canal, ou seja, se este permanece constantemente submerso, ou pelo contrário, se está permanentemente seco, permitindo por sua vez analisar a capacidade de crescimento da vegetação.

No caso de a geomanta estar quase sempre submersa, esta deve ser posicionada no canal, com enchimento de pedras pequenas e fortemente ancorada. Se no caso contrário, o revestimento se mantém seco na maior parte do tempo, deve colocar-se a geomanta no canal com enchimento de solo, e posteriormente semeada.

Actualmente existem vários fabricantes de geomantas, que por sua vez, disponibilizam vastas gamas de soluções, com características de resistência e dimensões diferentes. Posto isto, e para que se possa proceder a uma análise de dimensionamento organizada, foi escolhida para a aplicação prática, a gama de geomantas da empresa Maccaferri. Assim, neste capítulo de dimensionamento faz-se destaque à gama MacMat, que engloba a geomanta MacMat L (espessura 10 mm) e MacMat S (espessura 20 mm).

6.5.2. VELOCIDADE CRÍTICA

6.5.2.1. Revestimento permanente sob a água

Na presente situação, considera-se que não existe a acção complementar da vegetação e a geomanta deve ser dimensionada em função das suas próprias características.

É fulcral determinar a duração da cheia, e a velocidade máxima do escoamento, para que se possa definir o tipo de revestimento. A partir do momento em que estes parâmetros estão definidos, passa a ser possível definir a geomanta mais adequada para o revestimento.

A figura 6.8 fornece as condições de contorno para a escolha do tipo de enchimento da geomanta, para situações de revestimento com fundo plano sem vegetação, e com base na duração de cheia e na velocidade crítica.

A aplicação de um coeficiente de segurança, na velocidade crítica ou no tempo de duração da cheia, é uma prática aconselhável, pelo que o seu valor deve situar-se entre 1,2 e 1,5 [3].

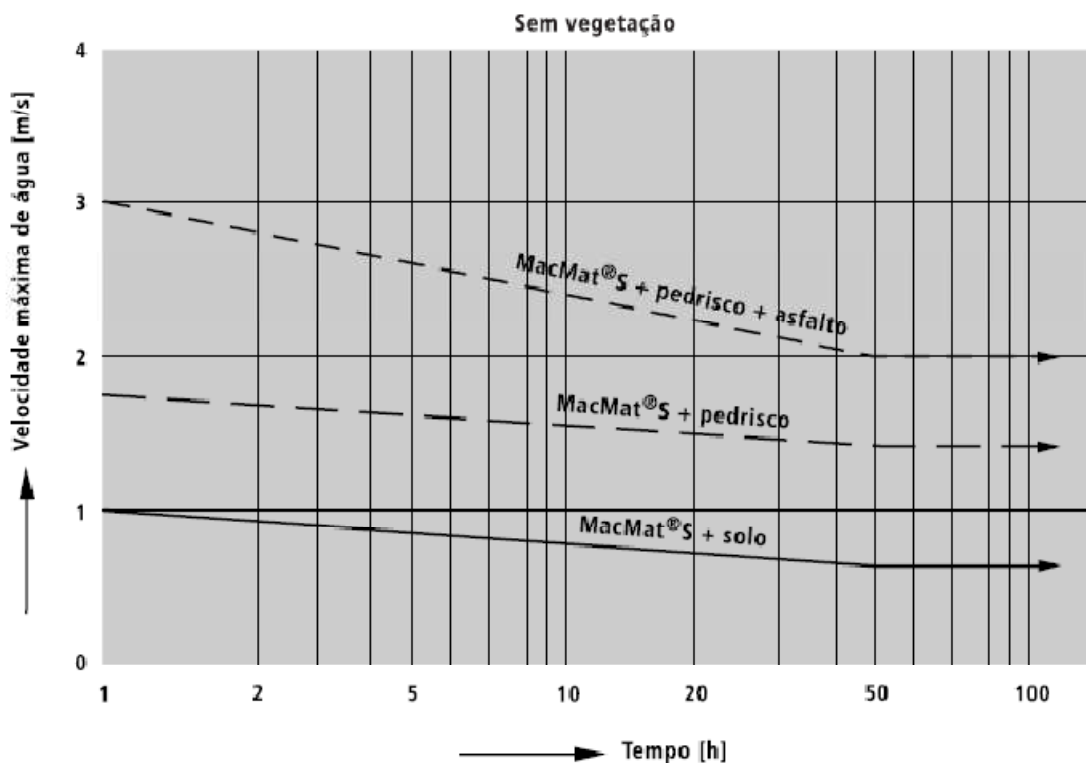


Figura 6.8 – Soluções com geomanta MacMat relacionadas com a acção do escoamento, sem desenvolvimento de vegetação no revestimento [17].

Para garantir uma aderência eficaz entre a camada base e a geomanta, é aconselhada a colocação de ancoragens que permitam fixar correctamente o revestimento. Assim, a bibliografia específica [10], refere que em condições normais de escoamento, a cada 3 m² de geomanta, deve ser colocada uma estaca, e para condições de escoamento turbulento, a cada 1 m² é ancorada uma estaca.

No caso de canais sem vegetação, a velocidade crítica depende da dimensão das partículas do solo, e da sua coesão. Alguns laboratórios realizaram intensivos ensaios, com o objectivo de atribuir a cada tipo de revestimento com geomanta, uma velocidade crítica correspondente. Os ensaios realizaram-se com um regime de escoamento permanente e uniforme, contudo de uma forma geral, a acção do escoamento é mais intensa para a situação de escoamento não uniforme, que por sua vez é a que ocorre com maior frequência na prática.

O quadro 6.4 e a figura 6.9 apresentam os resultados de velocidade crítica para diversos tipos de revestimentos tipo geomanta, obtidos através de ensaios em laboratório.

Quadro 6.4 - Velocidades críticas para revestimento do tipo geomanta, para situação sem desenvolvimento de vegetação no revestimento [17].

TIPO DE GEOMANTA	V_{cr} [m/s]	REFERÊNCIA
Geomanta com espessura 10mm	0,55	Berkhout, 1979
Duas geomantas com espessura 10mm com 8 kg/m ² de pedrisco de Ø 2 - 6 mm colocado no meio (tipo sanduíche)	1,70	Berkhout, 1986
Geomanta com espessura 10mm coberta com 5 kg/m ² de pedrisco de Ø 2 - 6 mm	1,15	Berkhout, 1977
Geomanta com espessura 10mm coberta com 10 kg/m ² de pedrisco de Ø 2 - 6 mm	1,20	Delft Hydraulics, 1977
Geomanta com espessura 20mm	0,75	Berkhout, 1979
Geomanta com espessura 20mm coberta com 15 kg/m ² de pedrisco de Ø 2 - 6 mm	1,65	Berkhout, 1979
Geomanta com espessura 10mm coberta com pedrisco e emulsão asfáltica	2,50	Berkhout, 1986

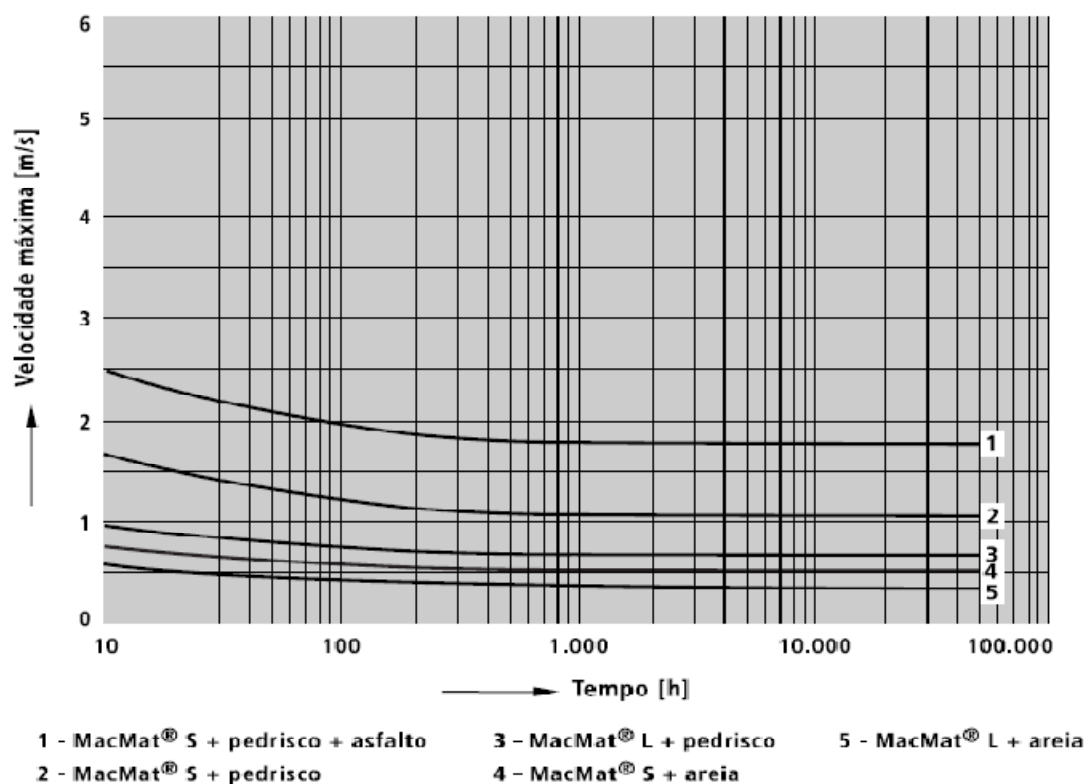


Figura 6.9 - Velocidades críticas para revestimentos do tipo geomanta MacMat, na situação sem desenvolvimento de vegetação no revestimento, em função da duração da cheia e do material de enchimento [17].

6.5.2.2. Revestimento parcialmente submerso

Nos casos em que o revestimento não fica submerso, ou fica sob a água por curtos períodos de tempo, possibilitando assim o desenvolvimento de vegetação, pode ser utilizada a geomanta semeada e coberta com terra. Para definir este tipo de revestimento é portanto necessário garantir o crescimento de vegetação, entre a instalação e a primeira cheia. A figura 6.10 permite escolher segundo o critério da velocidade crítica o revestimento mais adequado do tipo MacMat, para a condição de vegetação permanente estabelecida.

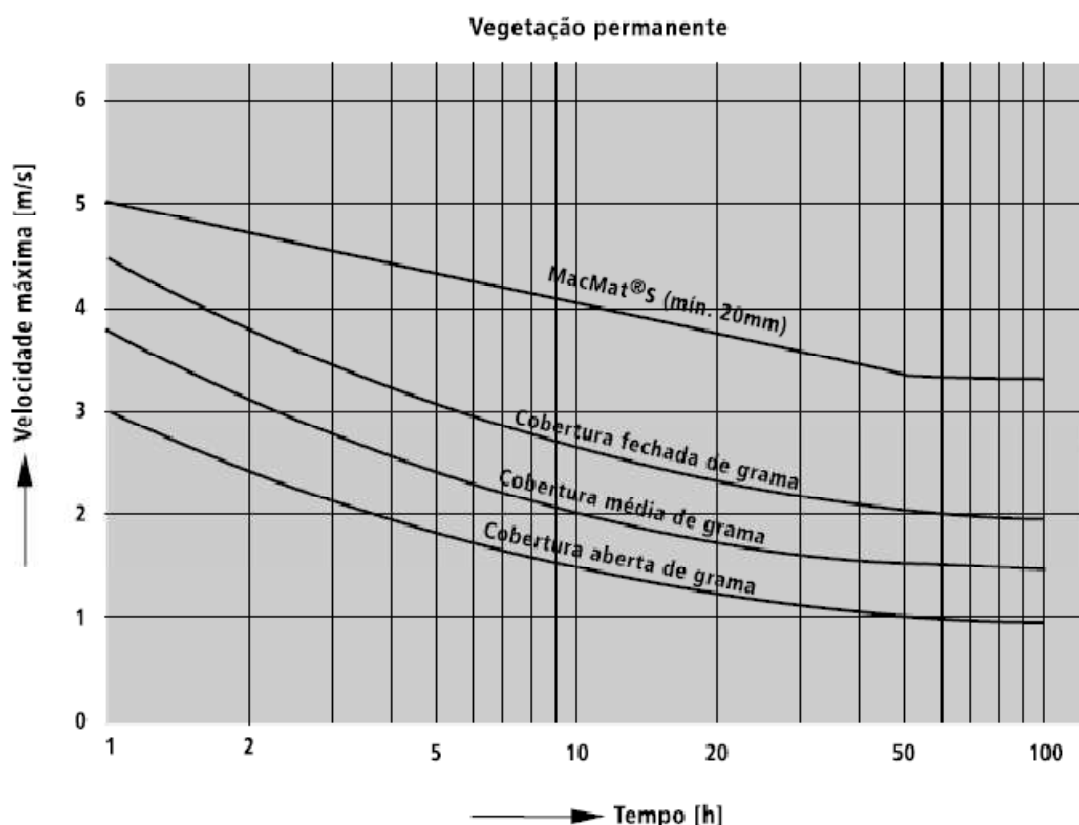


Figura 6.10 - Tipo de revestimento MacMat em função da acção do escoamento, para a situação de vegetação permanente [17].

O gráfico da figura 6.10 permite definir, para o fundo do canal, o tipo de revestimento estável para as diferentes condições de velocidade do escoamento e duração da cheia, considerando o maior ou o menor desenvolvimento da vegetação na geomanta.

Nas situações em que a vegetação está débil ou pouco dispersa, deve aplicar-se um factor de segurança de 1,5. Por sua vez nas situações em que a vegetação é densa o coeficiente a considerar é de 1,2 [3].

6.5.2.3. Revestimento nas margens do canal

Relativamente às margens do canal fluvial, deve proceder-se a uma correcção dos valores encontrados anteriormente, em função do ângulo do talude e do ângulo de repouso do terreno, de acordo com a equação 6.24 [17].

$$U_C^m = t \cdot U_C^f \quad (6.24)$$

U_C^m - Velocidade crítica na margem (m/s);

U_C^f - Velocidade crítica no fundo (m/s);

t - Factor de inclinação.

O factor t é dado por,

$$t = \left(1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi} \right)^{1/4} \quad (6.25)$$

θ - Ângulo de inclinação do talude da margem com a horizontal (rad);

φ - Ângulo de repouso do terreno (rad).

De acordo com o referido anteriormente, no caso do recobrimento de vegetação ser escasso ou nulo, deve ser aplicado o coeficiente de segurança de 1,5. Se, pelo contrário, o recobrimento tiver uma boa cobertura vegetal, deve ser aplicado o coeficiente de segurança de 1,2 [3].

6.5.3. TENSÃO CRÍTICA DE ARRASTAMENTO

O cálculo da tensão crítica de arrastamento pode ser feito a partir de estudos desenvolvidos relativos à velocidade média do escoamento, através das equações (6.26) e (6.27), utilizando a seguinte equação:

$$U = \frac{1}{n} \cdot R_H^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (6.26)$$

Determina-se:

$$i = \frac{U^2 \cdot n^2}{R_H^{4/3}} \quad (6.27)$$

Com base na equação:

$$\tau_c = \gamma \cdot R_H \cdot i \quad (6.28)$$

Substituindo (6.27) em (6.28), tem-se:

$$\tau_c = \gamma \cdot \frac{U_c^2 \cdot n^2}{R_H^{1/3}} \quad (6.29)$$

τ_0 - Tensão de arrastamento crítica do material (KN/m²);

Com base nas condições hidráulicas do escoamento é possível determinar os parâmetros envolvidos na equação (6.29), contudo é necessário adoptar uma rugosidade para determinar o coeficiente de Manning. Assim, com base na velocidade crítica do escoamento, é possível calcular o valor da tensão crítica de arrastamento.

No laboratório de Delft (Holanda) [17], foram realizadas inúmeras experiências, que procuraram determinar a rugosidade absoluta, k_s , de geomantas similares preenchidas com pequenas pedras. Com base na rugosidade absoluta, para um dado raio hidráulico, passa a ser possível calcular a rugosidade equivalente de Manning (n), pois tanto o valor da rugosidade absoluta, como o da rugosidade equivalente de Manning (k_s), podem ser escritos a partir do coeficiente de Chezy (C) [17], ou seja,

$$C = 18 \cdot \log \left(\frac{12 \cdot R_H}{k_s} \right) \quad (6.30)$$

$$C = \frac{R_H^{1/6}}{n} \quad (6.31)$$

Assim,

$$n = \frac{R_H^{1/6}}{18 \cdot \log\left(\frac{12 \cdot R_H}{k_S}\right)} \quad (6.32)$$

Apesar do número de Manning variar com o raio hidráulico, R_H , para valores de R_H entre 0,25 m e 1,50 m, esta variação é pequena, podendo atribuir-se um valor médio para este coeficiente.

Mais uma vez, ensaios laboratoriais com geomantas realizados em Delft, testaram duas situações distintas: na primeira, considerou-se apenas a geomanta como revestimento, obtendo-se um valor de $k_S = 0,014$ m, enquanto na segunda situação, foi considerada a mesma geomanta com adição de pequenas pedras e recobrimento de betume, obtendo-se um valor de $k_S = 0,010$ m.

Considerando o raio hidráulico na faixa de 0,25 m a 1,50 m, para os valores de k_S acima mencionados, pode-se adoptar como valores médios de rugosidade de Manning (sem cometer grandes erros):

$$k_S = 0,014 \text{ m} \leftrightarrow n \approx 0,019$$

$$k_S = 0,010 \text{ m} \leftrightarrow n \approx 0,018$$

Os resultados da tensão crítica do escoamento, considerando as condições ensaiadas em Delft, são apresentados nas figuras 6.11 e 6.12.

Os ensaios foram realizados sem admitir o desenvolvimento de vegetação [17].

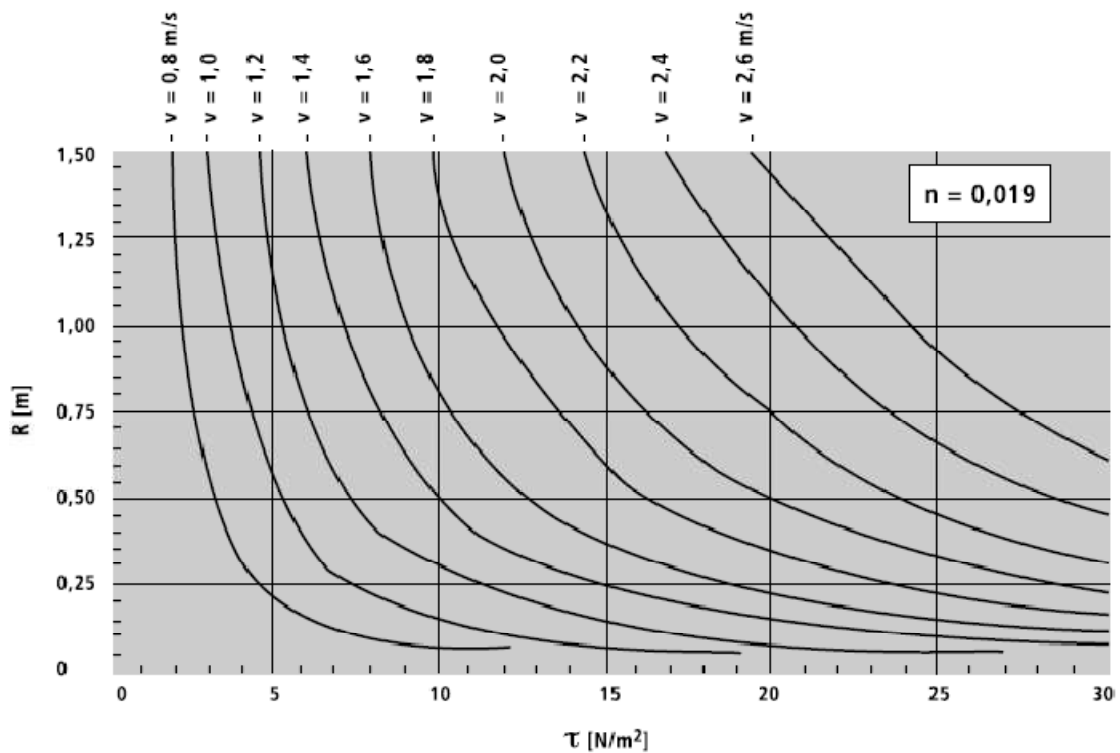


Figura 6.11 - Tensão de arrastamento crítica em função do raio hidráulico para geomantas de espessura 20 mm [17].

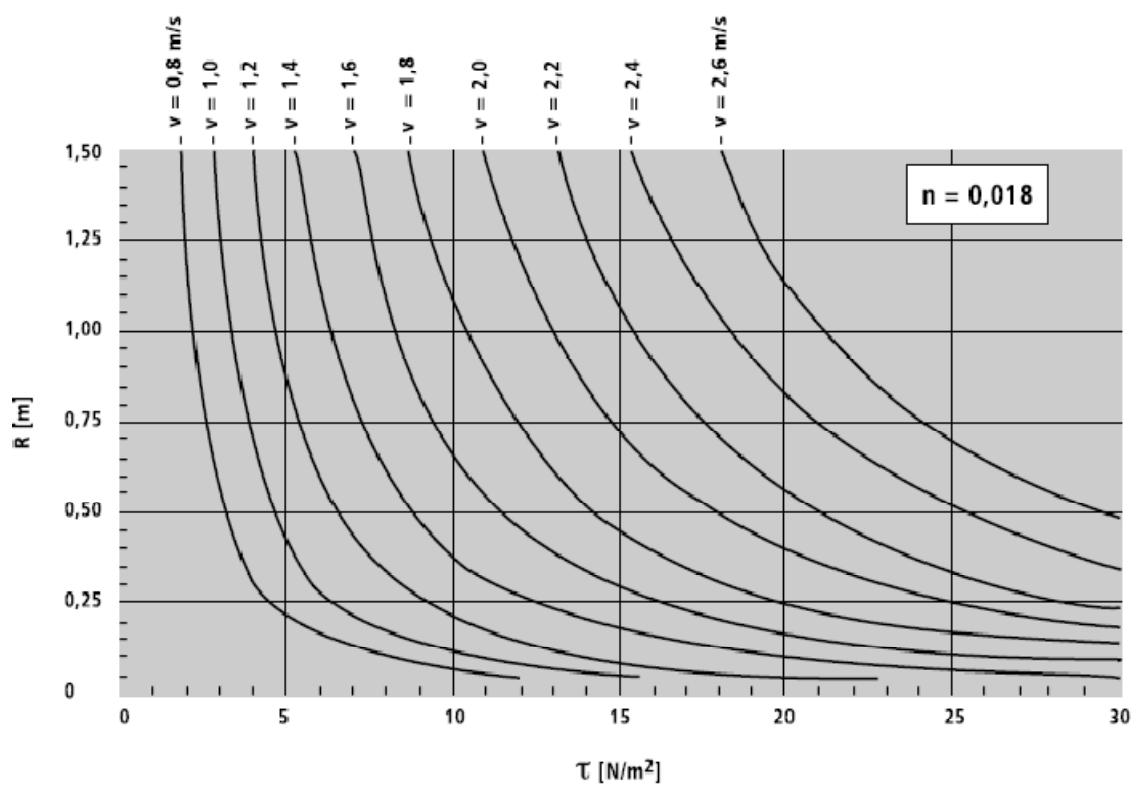


Figura 6.12 - Tensão de arrastamento crítica em função do raio hidráulico para geomantas cobertas com pequenas pedras e betume [17].

Através do gráfico da figura 6.13, que resulta de ensaios realizados em Utah (EUA) sobre geomantas MacMat, e que relaciona o parâmetro $U.R_H$ (produto da velocidade média do escoamento pelo raio hidráulico) com o coeficiente n em função da altura da vegetação, é possível calcular a rugosidade segundo Manning, considerando a superfície com vegetação.

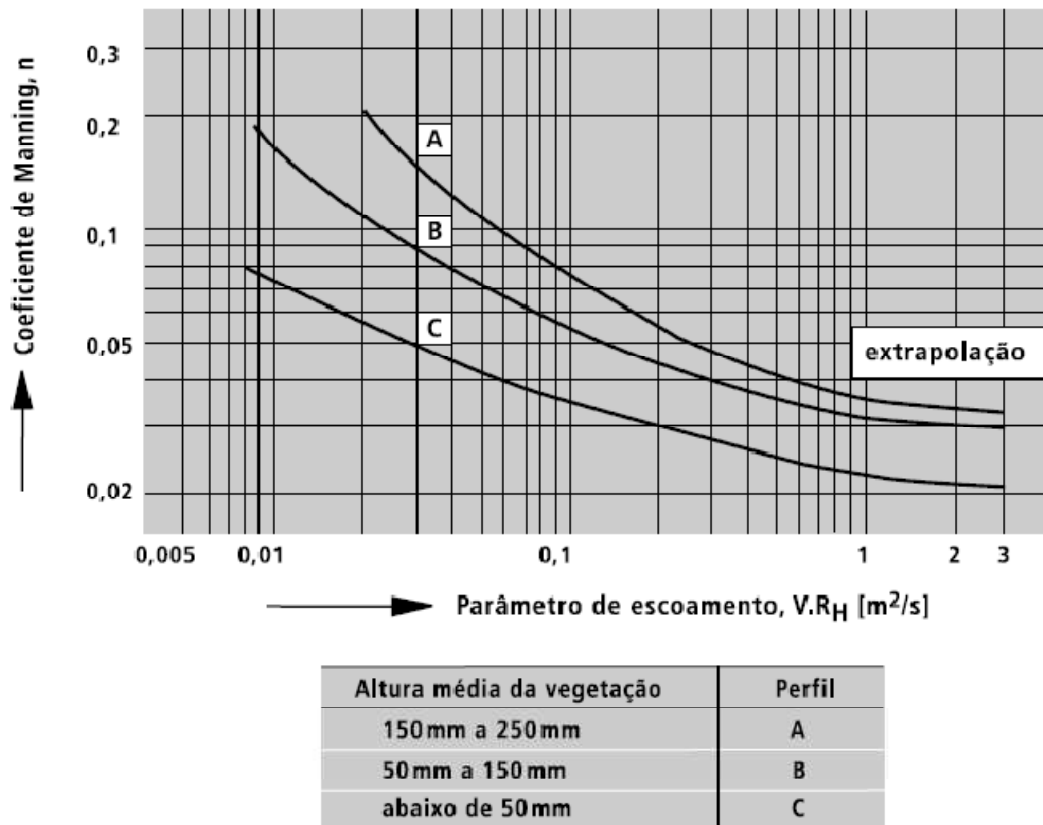


Figura 6.13 - Rugosidade segundo Manning, considerando a superfície com vegetação [17].

Desta forma, para uma determinada velocidade e raio hidráulico, tem-se o valor de n para várias alturas de vegetação. Assim, a partir deste valor, pode calcular-se a velocidade resultante em função da geometria da secção e da declividade. Comparando o $U.R_H$ adoptado, com o $U.R_H$ calculado, pode determinar-se o valor de n por sucessivas iterações, corrigindo o valor de $U.R_H$ a cada passo.

Com o valor de n e $U.R_H$, calcula-se a respectiva tensão crítica no fundo e nos taludes, comparando estes valores com as respectivas tensões críticas devido à acção do escoamento, que são dadas pelas equações seguintes (6.33) e (6.34).

$$\text{«Fundos»} \quad \tau_0^f = K_f \cdot \gamma_w \cdot y \cdot i \quad (6.33)$$

$$\text{«Taludes»} \quad \tau_0^m = K_m \cdot \gamma_w \cdot y \cdot i \quad (6.34)$$

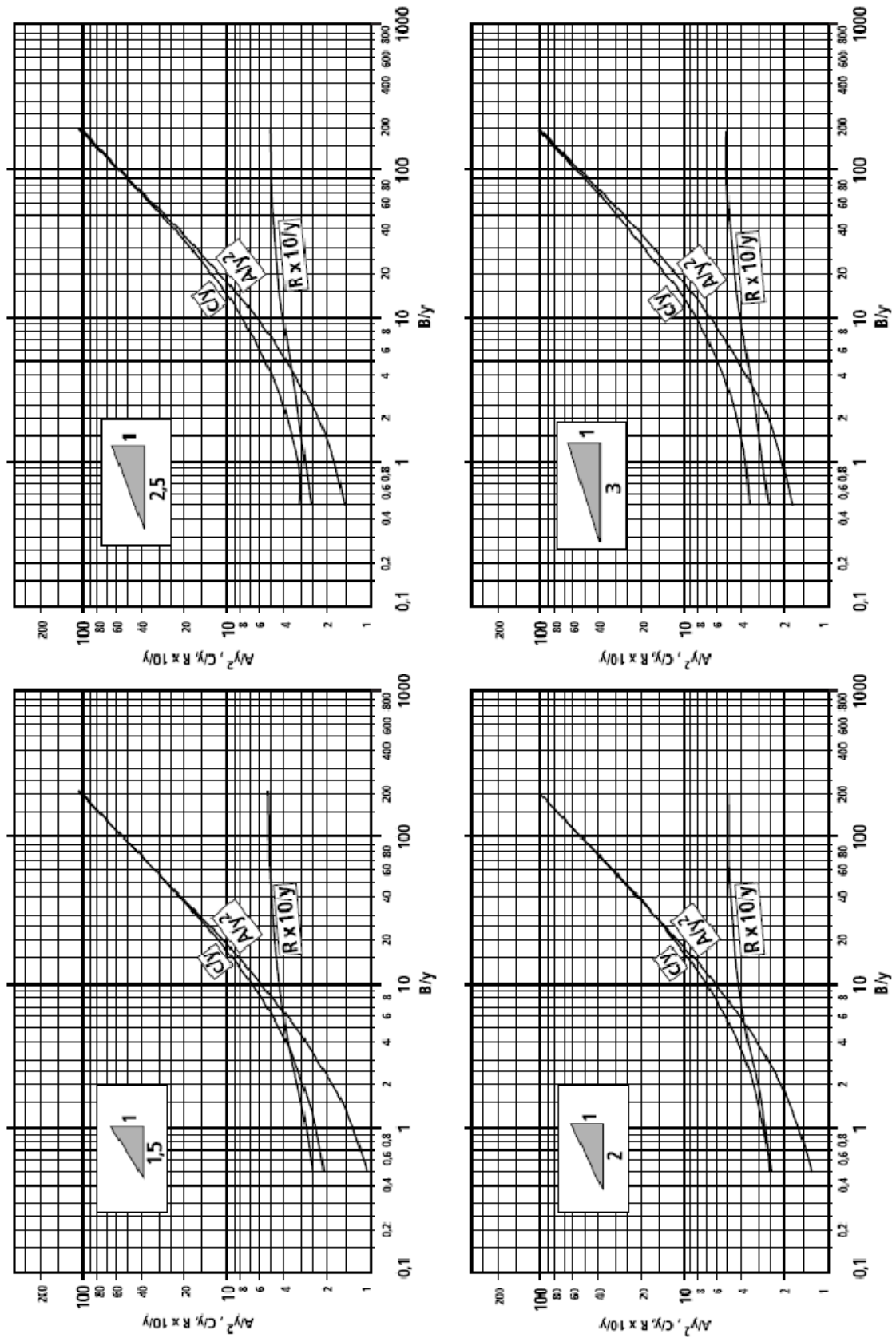


Figura 6.14 - Características geométricas e hidráulicas de um canal com secção trapezoidal para algumas inclinações de margens [17].

6.6 SEQUÊNCIA DE CÁLCULO

6.6.1. ENROCAMENTO

- **PASSO 1:** Cálculo da Tensão de Arrastamento.

1. Determinar a tensão de arrastamento para as condições de início de movimento;

- **PASSO 2:** Cálculo da Tensão Crítica de Arrastamento.

1. Determinar a tensão crítica de arrastamento;

- **PASSO 3:** Cálculo do Diâmetro Médio do Enrocamento.

1. Determinar o diâmetro médio do enrocamento estabilizador, com base na equação de cálculo da força de arrastamento.

6.6.2. COLCHÕES RENO / GABIÕES

- **PASSO 1:** Selecção do tipo de colchão Reno ou gabião.

1. Determinar d_{90} e d_{50} (tabela);
2. Determinar rugosidade:

$$n = \frac{d_{90}^{1/6}}{26}$$

- **PASSO 2:** Critério da velocidade crítica.

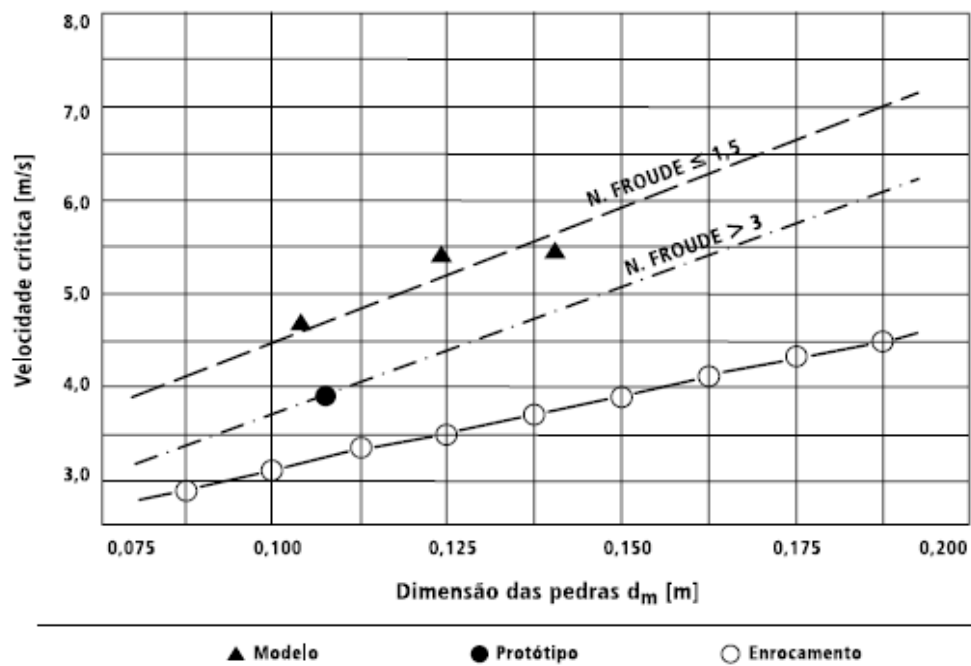
1. Equação de resistência ao escoamento (Manning):

$$U = \frac{1}{n} \cdot R_H^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

2. Número de Froude:

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g \cdot R_H}}$$

3. Determinar U_C em função de Fr e U da figura (fig. 6.4).



4. Condição limite: $U \leq U_C$

• **PASSO 3:** Verificação da tensão de arrastamento

1. Tensão de arrastamento no fundo:

$$\tau_0^f = K_f \cdot \gamma \cdot R_H \cdot i$$

2. Tensão crítica de arrastamento:

$$\tau_c^f = 0,10 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot d_{50}$$

3. Condição limite:

$$\tau_0^f \leq \tau_c^f$$

4. Tensão de arrastamento nas margens:

$$\tau_0^m = K_m \cdot \tau_0^f$$

5. Tensão crítica de arrastamento nas margens:

$$\tau_c^m = \tau_c^f \cdot \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}}$$

6. Condição limite:

$$\tau_0^m \leq \tau_c^m$$

- **PASSO 4:** Controle das deformações

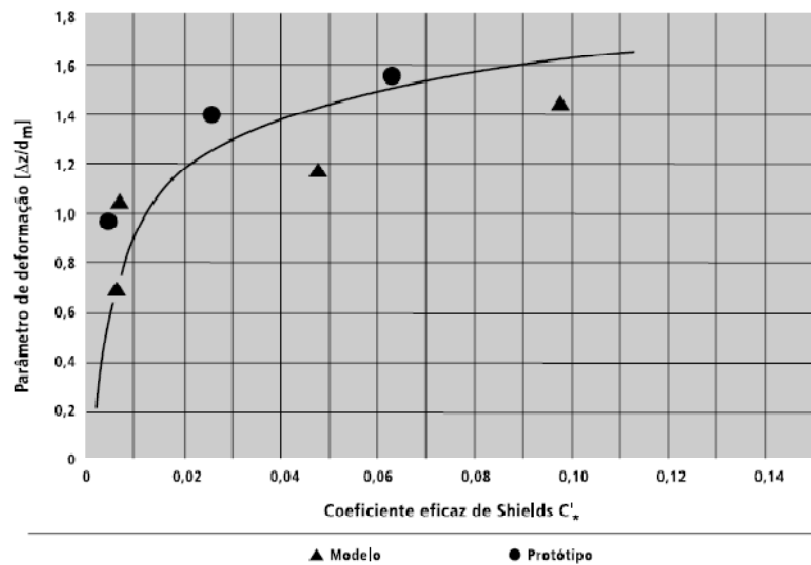
1. Determinar os parâmetros:

$$C'_* = \frac{\tau_0^f - \tau_c^f}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d_{50}}$$

e, para fundos e margens:

$$C'_* = \frac{\tau_0^m - \tau_c^m}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d_{50}}$$

2. Verificar o parâmetro $\frac{\Delta z}{d_m}$ na figura (fig. 6.7)



3. Verificar:

$$\frac{\Delta z}{d_{50}} \leq 2 \cdot \left(\frac{t}{d_{50}} - 1 \right)$$

- **PASSO 5:** Verificação do contacto Colchão Reno ou Gabião / Solo

1. Velocidade admissível do material de base:

$$U_e = 16,1 \cdot d_{50}^{1/2}$$

2. Velocidade no contacto (Colchão Reno ou Gabião) / Solo:

$$U_b = \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{d_{50}}{2} \right)^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

3. Adoptar $n = 0,02$ se houver geotêxtil ou nenhum filtro, e $n = 0,025$ se houver filtro de cascalho.

4. Velocidade limite $U_b \leq U_e$.

Colchões Reno - Quadros de Selecção

- Selecção com base no critério da velocidade crítica:

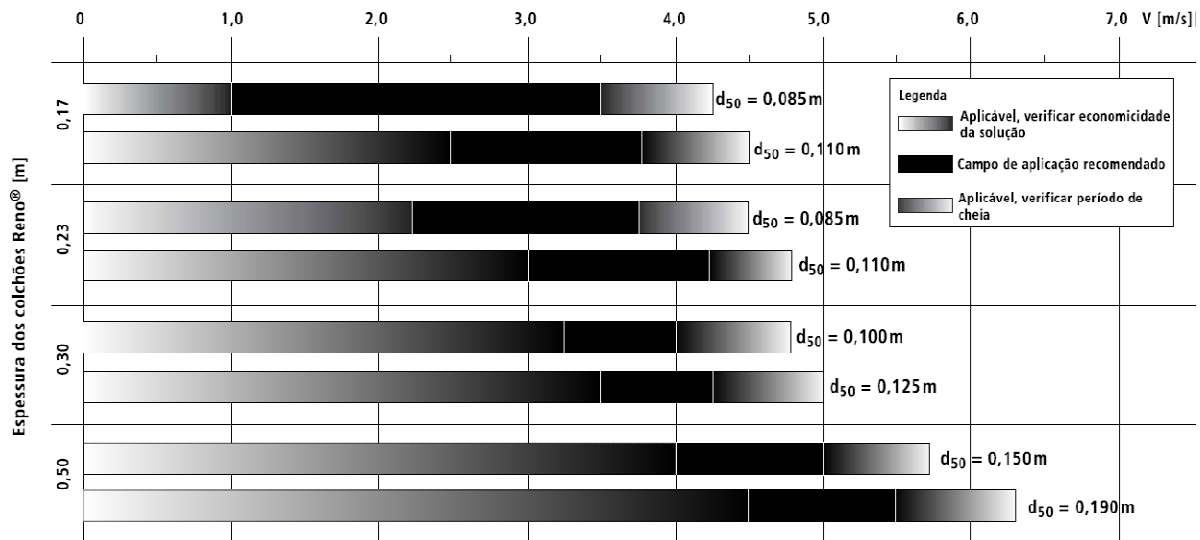


Figura 6.15 - Quadro de selecção com base na velocidade crítica, para Colchões Reno [17].

- Selecção com base no critério da tensão crítica:

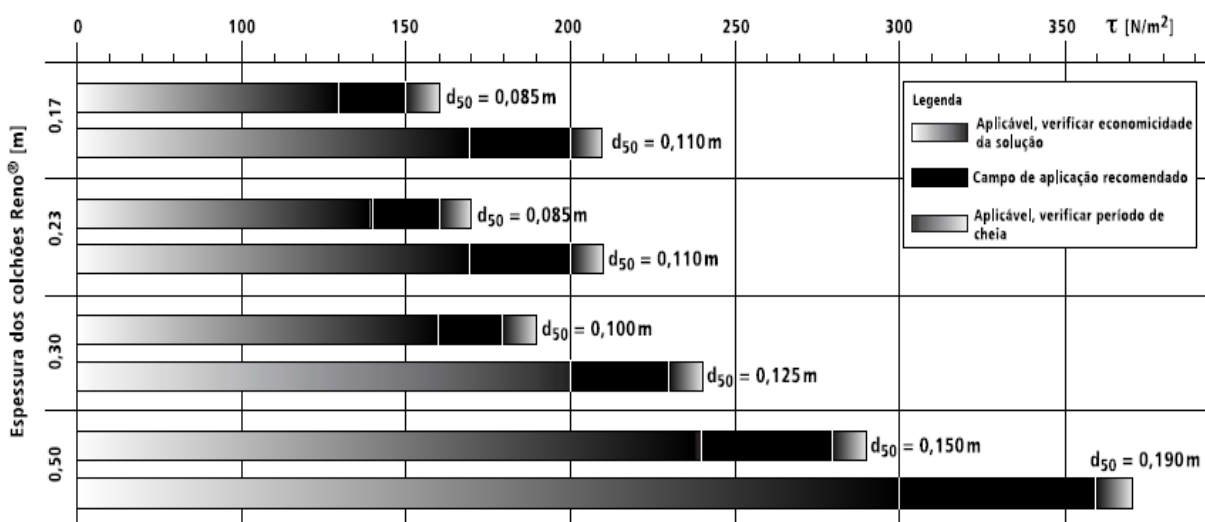


Figura 6.16 - Quadro de selecção com base na tensão crítica, para Colchões Reno [17].

6.6.3. GEOMANTAS

6.6.3.1. Revestimento sem Desenvolvimento de Vegetação

- **PASSO 1:** Selecção do tipo de geomanta

1. Escolher um tipo de geomanta;
2. Determinar rugosidade n (resultados de ensaios).

- **PASSO 2:** Critério da velocidade crítica

1. Determinar velocidade no fundo (Manning):

$$U_0^f = \frac{1}{n} \cdot R_H^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

2. Determinar velocidade nas margens:

$$U_0^m = \left(1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi} \right)^{1/4} \cdot U_0^f$$

3. Determinar velocidade crítica, U_C (tabelas ou gráficos);
4. Condição limite: $U \leq U_C$;
5. Caso não verifique, escolher outro tipo de geomanta e repetir procedimento.

6.6.3.2. Revestimento com Desenvolvimento de Vegetação

- **PASSO 1:** Selecção do tipo de geomanta

1. Escolher um tipo de geomanta;
2. Determinar coeficiente de rugosidade, n (resultado de ensaios).

- **PASSO 2:** Critério da velocidade crítica

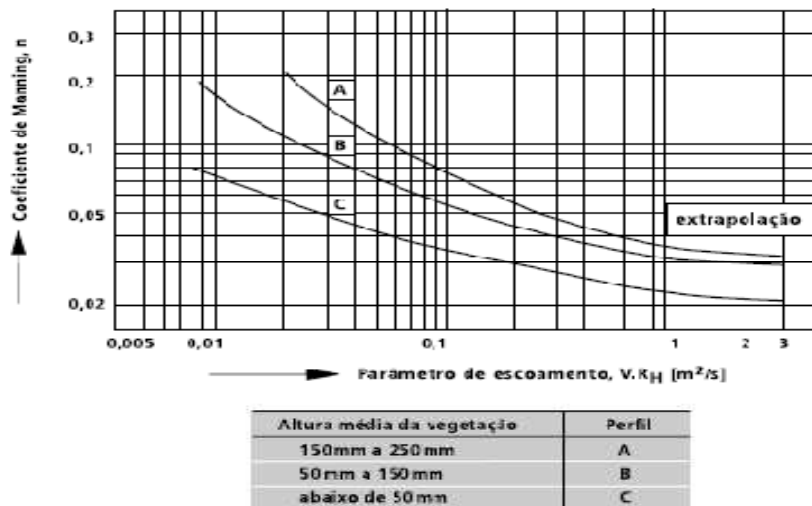
1. Determinar velocidade no fundo (Manning):

$$U_0^f = \frac{1}{n} \cdot R_H^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

2. Determinar velocidade nas margens:

$$U_0^m = \left(1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \varphi} \right)^{1/4} \cdot U_0^f$$

3. Determinar U_C (tabelas ou gráficos);
4. Condição limite: $U \leq U_C$;
5. Caso não atenda a condição, deve-se ainda verificar, se o valor atribuído para n é razoável, através do produto $U \cdot R_H$ e da figura (fig. 6.13):



6. Caso o valor seja muito diferente é necessário repetir o procedimento, adoptando um novo valor de n .

Geomantas - Quadros de Selecção

- Selecção com base no critério da velocidade crítica:

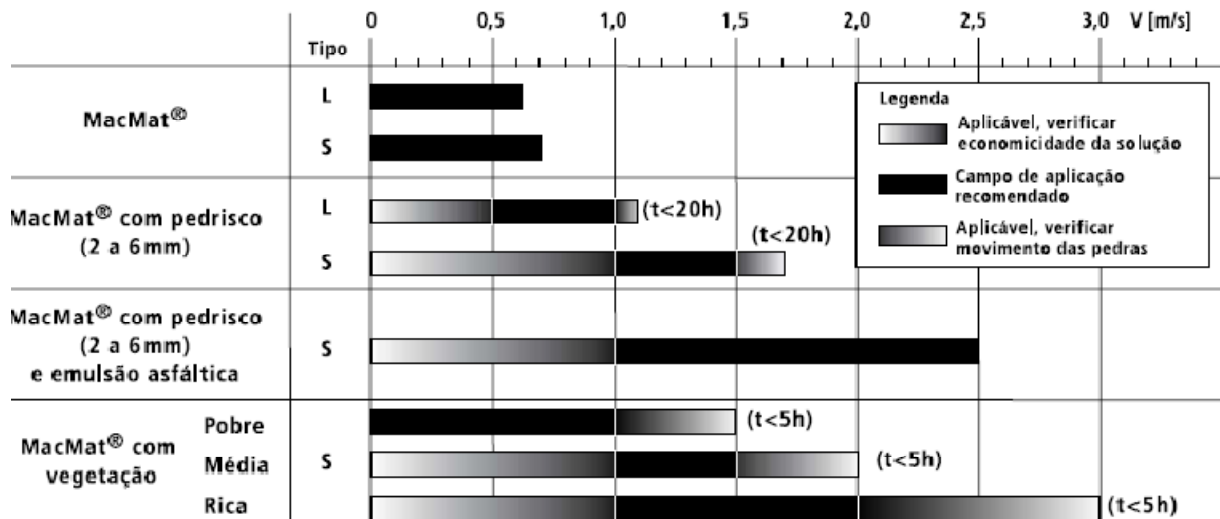


Figura 6.17 - Quadro de selecção com base na velocidade crítica, para Geomantas da gama MacMat [17].

7

MONITORIZAÇÃO E MANUTENÇÃO**7.1 PROGRAMA DE MONITORIZAÇÃO E MANUTENÇÃO**

Uma estrutura de revestimento de rios ou canais fluviais correctamente executada necessita de um organizado plano de implementação em obra, contudo esta estrutura terá de ser devidamente acompanhada durante o seu período de vida útil, com práticas de monitorização adequadas e constantes, para que a sua qualidade e funcionamento estrutural sejam asseguradas.

A monitorização é um procedimento fulcral durante e após o processo de construção do revestimento. Assim para que ocorra uma correcta evolução dos trabalhos, é fundamental existir um plano de monitorização, que permita avaliar diferentes parâmetros hidráulicos e estruturais que interagem constantemente com o revestimento, e que podem em determinadas situações comprometer a sua estabilidade.

Após a conclusão do revestimento, a monitorização da sua estabilidade estrutural, envolve durante os primeiros anos, uma recolha e avaliação intensiva de dados, para que haja um acompanhamento da evolução da estrutura em termos de assentamentos, degradação e comportamento face ao escoamento.

Desde a menor à maior estrutura, todos os revestimentos necessitam de manutenção durante a sua vida útil. Em termos gerais, as soluções de bioengenharia ou do tipo compósito que envolvem vegetação, estão mais dependentes da manutenção constante, para que possam desempenhar as suas funções correctamente. As necessidades específicas destes tipos de revestimento incluem boas acessibilidades para as máquinas de corte e para os respectivos trabalhadores, detalhada organização dos trabalhos de manutenção e toda a sua logística, e criterioso agendamento das operações de manutenção, com vista à optimização dos procedimentos.

Todos os outros tipos de revestimentos (mais pesados), como por exemplo, gabiões, colchões Reno, Riprap, necessitam de manutenção muito menos frequente.

No caso do procedimento mais simples de reabilitação de margens de rios ou canais fluviais, que se traduz na correcção do talude com aplicação de geotêxtil e posterior cobertura pela vegetação, existem alguns procedimentos de monitorização e manutenção que devem ser tidos em conta, começando por verificar a estabilidade efectiva das margens, quando estas possuem uma declividade superior a 1H:2V. Depois deve verificar-se a integridade física das pedras que constituem o reforço da base do talude da margem, que garante a estabilidade contra os efeitos erosivos da corrente e também permite fixar o geotêxtil à zona inferior do talude. Relativamente ao geotêxtil, é fundamental acompanhar alguns pontos relativos ao seu comportamento, como a evolução das ligações entre as mantas do geotêxtil, garantindo sempre a sua correcta fixação e a verificação da sua capacidade de retenção de água [7].

Outro procedimento importante é o acompanhamento da evolução da cobertura vegetal, e accionamento dos mecanismos de manutenção sempre que ocorram danos ou perdas da cobertura.

Por sua vez, em relação aos revestimentos do tipo Riprap, os procedimentos de monitorização e manutenção devem verificar a integridade estrutural e o possível arrastamento de blocos de enrocamento pelo escoamento, e acompanhar a estabilidade da base da margem. É igualmente importante avaliar a progressão da sedimentação e acumulação de finos junto à estrutura, por efeito directo do aumento da rugosidade proporcionado pela estrutura.

De resto, actualmente, e no que concerne à protecção dos fundos dos canais fluviais, por exemplo a jusante de uma barragem, a respectiva monitorização está já contemplada no plano de observação da obra em si.

Quando se trata de uma estrutura de revestimento com gabiões, deve ser verificada a sua permeabilidade e capacidade de drenagem, prevenir quaisquer rupturas da malha metálica accionando mecanismos de manutenção e reforço da mesma quando tal aconteça.

As estruturas de gabiões devem ser inspeccionadas quanto à sua resistência estrutural e potencial risco de desmoronamento, assim como, uma avaliação da resistência do material de enchimento dos gabiões.

Nas protecções com base em técnicas de bioengenharia, como por exemplo, o empacotamento, deve verificar-se, ao longo de toda o revestimento, a estabilidade das estruturas de ramos, e garantir a eficácia da sua funcionalidade na retenção de sedimentos. No primeiro ano de funcionamento, o revestimento deve ser monitorizado com frequência, com o objectivo de comprovar uma boa germinação das ramagens e um enraizamento bem sucedido, sendo para isso necessário um correcto recobrimento dos ramos com solo, e garantir que o empacotamento se mantém molhado durante a maior parte da estação de crescimento. As ancoragens de fixação da estrutura e as redes de arame de união, devem ser constantemente monitorizadas, para que seja assegurada a estabilidade estrutural de todo o revestimento.

Sendo que para além da monitorização e manutenção das estruturas de protecção, é necessária uma visão e um conhecimento global dos parâmetros funcionais e estruturais, de que depende o bom funcionamento do canal fluvial.

A experiência já demonstrou que muitos revestimentos estruturais devidamente dimensionados, como por exemplo, Riprap ou gabiões, podem usufruir de um período de vida útil bastante longo, que pode chegar a várias décadas, necessitando somente de alguma manutenção mínima, sendo que muita desta manutenção irá envolver procedimentos de inspecção e monitorização, englobando basicamente pequenas rotinas de reparação.

De facto, os programas de manutenção devem cumprir um leque de actividades, de maior ou menor ênfase em determinados itens, dependendo da magnitude da estrutura e tipo de revestimento.

O programa de manutenção deve incluir os seguintes procedimentos:

- Base de dados do curso de água e características do escoamento e do revestimento;
- Estabelecimento de normas;
- Avaliação do estado do revestimento;
- Planeamento e execução;

7.1.1. BASE DE DADOS DO CURSO DE ÁGUA E CARACTERÍSTICAS DO REVESTIMENTO

Este ponto, poderá ter o formato de uma base de dados, que deverá ser regularmente actualizada.

Devem ser organizados procedimentos de recolha de informação relevante acerca do curso de água, que basicamente podem incidir no, comprimento, profundidade, largura, caudal, velocidade médio do escoamento, ondulação, existência ou não de efeitos das marés e navegação e qualidade da água.

Deve igualmente ser recolhida informação acerca do que ocorre nos terrenos adjacentes à estrutura de protecção, como por exemplo o acompanhamento do crescimento e tipo de vegetação existente, uso preferencial das terras, análise das águas subterrâneas, entre outros.

Os processos de recolha de informação devem incluir registos fotográficos actualizados, desenhos e descrições detalhadas acerca da evolução da secção transversal do escoamento ao longo do tempo. Inclusive devem ser registados todos os acontecimentos relevantes, desde os primeiros trabalhos decorridos, como a instalação do revestimento, camada de cobertura, camadas filtro e dados das sondagens realizadas ao subsolo, e uma constante actualização da evolução das características do revestimento.

7.1.2. ESTABELECIMENTO DE NORMAS

Este ponto irá variar dependendo da localização dos trabalhos (particularmente se estes se realizarem abaixo do nível da água) e na severidade das acções hidrodinâmicas, sendo que é uma boa prática definir normas relacionadas com os vários níveis de manutenção possíveis.

Uma listagem de requisitos estruturais deve ser elaborada, e caso estes sejam cumpridos, significa que a estrutura está a cumprir as suas funções e continuará a ser alvo de planos de inspecção e monitorização rotineiros, caso contrário, é accionado um plano de inspecção bastante rigoroso, de forma a tirar conclusões mais detalhadas acerca do estado estrutural do revestimento, para posteriormente serem iniciados os trabalhos de reparação ou eventual substituição do mesmo.

7.1.3. AVALIAÇÃO DO ESTADO DO REVESTIMENTO

A comparação entre o estado actual e a situação inicial de um revestimento pode ser efectuada de três formas: inspecção visual, medidas de inspecção detalhadas e monitorização usando equipamento instalado durante ou depois da construção.

O programa de manutenção deve definir orientações para um aumento da frequência e detalhe das inspecções, sempre que os parâmetros a inspecionar estejam perto de ultrapassar os limites estabelecidos pelas normas de aceitabilidade. A monitorização da deterioração de um dado revestimento, como por exemplo, o acompanhamento da altura da margem ou a espessura da camada de revestimento, pode ser conseguido com a realização de gráficos que analisem os valores medidos nas inspecções, e especifiquem a sua evolução no tempo.

A inspecção de revestimento abaixo do nível da água requer uma análise específica, a realizar por mergulhadores especializados, sendo que o trabalho de inspecção realizado, é muitas vezes dificultado pela falta de visibilidade.

Uma base de dados com descrições detalhadas das diversas avaliações e inspecções, com registos fotográficos actualizados e desenhos esquemáticos de apoio, assume uma importância extrema neste processo.

7.1.4. PLANEAMENTO E EXECUÇÃO

Estes aspectos são deliberados pelos constrangimentos financeiros, assim como por limitações operacionais, como a disponibilidade de espaço e acessos para a execução dos trabalhos.

Nas operações de manutenção deve-se ter em conta a data de início e fim das obras, e proceder à avaliação do carácter de urgência da intervenção, tentando ao máximo que os trabalhos coincidam com o período sazonal de menor actividade da fauna e flora locais.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Brighetti, Giorgio; Brandão, João L. - *Obras de Regularização de Leito*. Universidade de São Paulo, 2001.
- [2] Brighetti, Giorgio; Martins, José R. - *Estabilização e Protecção de Margens*. Universidade de São Paulo, 2001.
- [3] Brookes, A.; Gregory, K. - *Channelization, River Engineering and Geomorphology*. J.M. Hooke, Lancaster, 1984.
- [4] Brooks, A.; Shields, F. - *River Channel Restoration: Guiding Principles for Sustainable Projects*. John Wiley & Sons Ltd., London, 1996.
- [5] Cortes, Rui - *Requalificação de Cursos de Água*. Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, 2000.
- [6] Chow, V. - *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill, New York, 1973.
- [7] Escameira, Manuela - *River and Channel revetments – A design manual*. Thomas Telford Ltd, London, 1998.
- [8] Ferreira Lemos, José M. - *Protecção de Margens de Cursos de Água*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2001.
- [9] González del Tánago, M.; Garcia de Jalón, D. - *Restauración de Ríos y Riberas*. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, 2001.
- [10] Hewlett, H. - *Design of reinforced grass waterways*. (CIRIA) Construction Industry Research and Information Association, London, 1987.
- [11] Hemphill, R.; Bramley, M. - *Protection of river and canal banks*. (CIRIA) Construction Industry Research and Information Association, London, 1989.
- [12] Lenon, John. - *River conservation and management*. John Wiley & Sons. Chichester, 2000.
- [13] Maia, Rodrigo - *Aproveitamentos Hidráulicos e Obras Fluviais II: Noções de Morfologia e Dinâmica Fluvial*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2006.
- [14] Maryland's Waterway Construction - *Guidelines Maryland Department of the Environment Water Management Administration*. MDSHA, Baltimore, 2000.
- [15] Novais Barbosa, José - *Mecânica dos Fluidos e Hidráulica Geral*. Porto Editora, Porto, 1985.
- [16] Oliveira, Daniel G. - *Metodologia de Reabilitação Fluvial Integrada*. Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, 2006.

- [17] “Revestimentos de canais e cursos de água” - <http://www.maccaferri.com> – Maccaferri, 2008.
- [18] "River Protection" - <http://www.hanford.gov/orp/> - Office of River Protection, 2008.
- [19] Seibert, P. - *Importance of Natural Vegetation for the Protection of the Banks of Streams, Rivers and Canals*. Council of Europe - Nature and Environment Series, Strasbourg, 1992.
- [20] “Stream Corridor Restoration” - http://www.nrcs.usda.gov/technical/stream_restoration/ - Federal Interagency Stream Corridor Restoration Working Group, 2008.
- [21] Thompson, D.; Shutter R. - *Design of riprap slope protection*. (CIRIA) Construction Industry Research and Information Association, London, 1976.