



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil



Dimensionamento de Obras de Dissipação de Energia em Drenagem de Vias de Comunicação

TÂNIA MARGARIDA SEQUEIRA HENRIQUES
(Licenciada em Engenharia Civil)

Dissertação de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil
na Área de Especialização de Hidráulica

Orientador:

Licenciado Luís Filipe Almeida Mendes

Júri:

Presidente: Doutor João Alfredo Ferreira dos Santos

Vogais:

Licenciado Luís Filipe Almeida Mendes

Licenciado Luís Carlos Pais Vaz Tecedeiro

Novembro de 2014

RESUMO

Na drenagem de vias de comunicação, o escoamento ao longo de canais de drenagem com inclinação elevada e à saída de passagens hidráulicas pode criar erosões que põem em risco a funcionalidade e segurança das infraestruturas construídas e também a segurança dos utilizadores.

Para atenuar este problema, sempre que se justifique, devem prever-se obras de dissipação de energia que alterem as condições do escoamento, de forma a torná-las compatíveis com as características de resistência do material do leito e das margens.

As obras de dissipação de energia podem ser de diversos tipos, desde simples proteções com tapetes de enrocamento, até estruturas em betão, localizadas ou contínuas.

As condições ao longo dos canais, nos locais de descarga e a jusante de passagens hidráulicas, têm de ser avaliadas de forma a decidir qual a melhor proteção a utilizar em cada caso. A escolha do tipo de estrutura a adotar depende de fatores relacionados com as características do escoamento, condições locais, critérios de aplicabilidade de cada estrutura e aspetos económicos.

Procurou-se neste trabalho estabelecer uma orientação para a escolha do dispositivo de dissipação mais apropriado perante cada situação, através da elaboração de árvores de decisão, que constituem ferramentas de auxílio na resolução deste tipo de problemas.

O dimensionamento das estruturas de dissipação utiliza metodologias próprias sugeridas por diferentes autores para cada uma delas e utiliza como elementos de base os dados hidrológicos e hidráulicos usados no projeto dos órgãos de drenagem a que estão associadas (canais a céu aberto e/ou passagens hidráulicas).

O estudo das soluções de dissipação de energia realizado no âmbito deste trabalho, baseia-se em pesquisa bibliográfica de artigos científicos, publicações técnicas, manuais de drenagem e em teses de mestrado relacionadas com o tema.

Palavras-chave: drenagem de estradas; erosão; dissipação de energia; bacia de dissipação; tapete de enrocamento; bacia de enrocamento; estrutura de queda; bacia de impacto.

ABSTRACT

In roads' drainage, the flow along the drainage channels with high inclination and culvert outlet can create erosions that endanger the functionality and safety of the constructed infra-structures as well as the users' safety.

In order to alliviate this problem, when necessary, energy dissipation works that modify the flow conditions shall be provided with the intention of making them compatible with the strenght properties of the bed and margins' materials.

There are several types of energy dissipation works, from simple protections with riprap apron, to concrete structures, located or continuous.

The conditions along the channels, in the discharge sites and downstream the hydraulic passages, must be evaluated in order to decide which protection is best to use in each case. The choice of protection to adopt relies on factors related with the flow characteristics, local conditions, applicability criteria of each protection and economic aspects.

This study sought to establish a guideline for choosing the most appropriate dissipation device to each situation by developing a decision tree, which is a tool to aid in solving this kind of problems.

The sizing of the dissipation structures utilizes own methodologies suggested by different authors for each of them, and uses the hydrologic and hydraulic data used in the design of drainage systems to which they are associated (channels and/or hydraulic passages) as base elements.

The study of energy dissipation solutions carried out in this work is based on a literature review of scientific articles, technical publications, drainage manuals and master thesis related to the topic.

Keywords: roads' drainage; erosion; energy dissipation; stilling basin; riprap apron; riprap basin; drop structure; impact basin.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho final de mestrado representa um marco importante na minha vida. É a conclusão de um ciclo de formação no qual cresci não só em termos de conhecimento como pessoais.

São várias as pessoas que contribuíram para a realização desta dissertação, a elas aqui deixo o meu agradecimento sincero.

Ao meu orientador, Professor Luís Mendes, pela sugestão do tema, por todo o tempo disponibilizado, pela transmissão de conhecimento, sugestões, recomendações, esclarecimento de dúvidas e acompanhamento de todo o trabalho.

A todos os profissionais com quem tive oportunidade de trocar algumas ideias e que contribuíram de forma direta ou indireta para a elaboração desta dissertação. Pelas conversas e fornecimento de elementos de projeto de drenagem, onde foi possível obter conhecimentos do que realmente se faz na prática, relativamente ao tema abordado neste trabalho. Ao Engenheiro António Vicente, da Brisa, ao Engenheiro Paulo Freitas e Engenheiro José Faísca das Estradas de Portugal, ao Engenheiro António Teixeira, da COBA, à Doutora Elsa Alves, do LNEC, à Engenheira Luísa Teles Fortes, Professora do ISEL e ao Engenheiro António Calixto, da empresa Pangest.

À minha amiga e colega Rita Maurício pelo companheirismo e amizade nos longos dias de trabalho dedicados a esta dissertação.

Aos meus amigos Ana Rita de Albuquerque e Diogo Val um muito obrigada pela ajuda na tradução de textos.

Ao Ricardo, um agradecimento especial, por todo o carinho e força, pelas palavras amigas e transmissão de confiança em todos os momentos.

À minha família, especialmente aos Meus Pais, aos Meus Irmãos e Minha Avó, um enorme obrigada por acreditarem sempre em mim e nas minhas capacidades, pelo apoio e incentivo não só na elaboração desta dissertação como em toda a vida académica.

ÍNDICE

RESUMO	I
ABSTRACT	III
AGRADECIMENTOS	V
1 INTRODUÇÃO	
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objetivos do trabalho	2
1.3 Organização do trabalho	2
2 IMPORTÂNCIA DA DISSIPACÃO DE ENERGIA	
2.1 Considerações prévias	5
2.2 Erosão hídrica	5
2.3 Pontos críticos de erosão	5
2.4 Consequências de erosão	6
2.5 Avaliação do início de erosão	7
2.6 Estimativa de erosões	9
2.6.1 No interior das passagens hidráulicas	9
2.6.2 À saída das passagens hidráulicas	11
3 ESTRUTURAS DE DISSIPACÃO DE ENERGIA	
3.1 Considerações prévias	17
3.2 Estruturas internas de dissipação de energia	18
3.2.1 Soluções de dissipação interna propostas pelo IEP	19
3.2.2 Aquedutos “broken-back”	19
3.3 Estruturas externas de dissipação de energia	21
3.3.1 Dissipador de energia Tipo <i>Farcimar</i>	21
3.3.2 Tapete de enrocamento	22
3.3.3 Bacia de dissipação em enrocamento	26
3.3.4 Proteção com gabiões	29
3.3.5 Bacia de dissipação por impacto	32
3.3.6 Bacia de dissipação por ressalto	34
3.3.7 Bacia de dissipação Contra Costa	41
3.3.8 Bacia de dissipação por queda	43
3.3.9 Estruturas com macrorrugosidades – Rampa com blocos	48
3.3.10 Estruturas com macrorrugosidades – Rampa com travessas	51

3.3.11	Estrutura de dissipação com degraus-----	52
4	SELEÇÃO DA ESTRUTURA DE DISSIPÇÃO	
4.1	Introdução -----	59
4.2	Parâmetros de decisão-----	59
4.3	Condições de aplicabilidade-----	61
4.4	Procedimento de seleção-----	63
4.5	Árvores de decisão-----	64
4.5.1	Árvore de decisão 1 -----	64
4.5.2	Árvore de decisão 2 -----	65
4.5.3	Árvore de decisão 3 -----	67
5	METODOLOGIAS DE CÁLCULO	
5.1	Considerações prévias-----	71
5.2	Tapetes de enrocamento -----	74
5.2.1	Tapetes de enrocamento a jusante de passagens hidráulicas -----	74
5.2.2	Tapete de enrocamento à saída de dissipadores de energia-----	88
5.2.3	Tapete de enrocamento em canais de drenagem a céu aberto -----	90
5.3	Bacia de dissipação em enrocamento -----	90
5.3.1	Diâmetro médio de enrocamento e profundidade da fossa de erosão-----	91
5.3.2	Comprimento da bacia -----	93
5.3.3	Largura da bacia-----	94
5.3.4	Espessura da camada de enrocamento -----	94
5.3.5	Condições de escoamento a jusante da bacia de dissipação -----	94
5.3.6	Enrocamento adicional a jusante-----	95
5.3.7	Procedimento de cálculo-----	96
5.4	Proteção com gabiões -----	97
5.5	Bacia de dissipação por impacto Tipo VI -----	100
5.5.1	Modelo de FHWA -----	100
5.5.2	Modelo Peterka-----	102
5.5.3	Modelo Geórgia -----	104
5.5.4	Modelo de Smith e Korolischuk -----	105
5.5.5	Proteção com enrocamento à saída da bacia de dissipação -----	107
5.5.6	Procedimento de cálculo-----	109
5.6	Bacia de dissipação Tipo SAF-----	109
5.6.1	Largura da bacia-----	110

5.6.2	Comprimento da bacia	111
5.6.3	Blocos de queda e de amortecimento	113
5.6.4	Soleira terminal	115
5.6.5	Altura das paredes laterais	116
5.6.6	Condições e proteção com enrocamento à saída da bacia	116
5.6.7	Procedimento de cálculo	117
5.7	Bacia de dissipação Tipo PWD	119
5.7.1	Comprimento da bacia	120
5.7.2	Largura da bacia	120
5.7.3	Proteção com enrocamento à saída da bacia	121
5.7.4	Procedimento de cálculo	121
5.8	Bacia de dissipação Tipo WES	121
5.8.1	Dimensões da bacia	122
5.8.2	Procedimento de cálculo	122
5.9	Bacia de dissipação Tipo IV	123
5.9.1	Largura da bacia	123
5.9.2	Comprimento da bacia	124
5.9.3	Blocos de queda	125
5.9.4	Soleira terminal	126
5.9.5	Procedimento de cálculo	126
5.10	Bacia de dissipação Contra Costa	127
5.10.1	Largura da bacia	128
5.10.2	Comprimento da bacia	128
5.10.3	Blocos de amortecimento e soleira terminal	129
5.10.4	Alturas do escoamento no interior e à saída da bacia	130
5.10.5	Procedimento de cálculo	130
5.11	Bacia de dissipação por queda simples	131
5.11.1	Largura da bacia	131
5.11.2	Comprimento da bacia	132
5.11.3	Alturas do escoamento no interior da bacia	133
5.11.4	Paredes laterais	133
5.11.5	Procedimento de cálculo	134
5.12	Bacia de dissipação por queda com blocos	134
5.12.1	Largura da estrutura	135
5.12.2	Altura de queda	135

5.12.3 Comprimento da bacia -----	136
5.12.4 Blocos de amortecimento e soleira terminal -----	138
5.12.5 Paredes laterais e muros de ala -----	138
5.12.6 Canal a montante da estrutura de queda -----	139
5.12.7 Procedimento de cálculo -----	139
5.13 Estruturas com macrorrugosidades – Rampa com blocos -----	140
5.13.1 Largura e comprimento da estrutura -----	140
5.13.2 Blocos defletores -----	140
5.13.3 Paredes laterais -----	142
5.13.4 Proteção com enrocamento à saída da rampa -----	142
5.13.5 Procedimento de cálculo -----	142
5.14 Estruturas com macrorrugosidades – Rampa com travessas -----	143
5.14.1 Largura e comprimento da estrutura -----	143
5.14.2 Definição dos elementos transversais -----	143
5.14.3 Altura das paredes laterais -----	144
5.14.4 Procedimento de cálculo -----	145
5.15 Estruturas de dissipação com degraus -----	145
5.15.1 Limites de ocorrência dos regimes de escoamento -----	146
5.15.2 Largura da estrutura -----	149
5.15.3 Definição dos degraus -----	149
5.15.4 Paredes laterais da estrutura -----	150
5.15.5 Altura de água nas escadas -----	150
5.15.6 Procedimento de cálculo -----	151
6 CONCLUSÃO -----	153
BIBLIOGRAFIA -----	157

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Erosão a jusante de uma passagem hidráulica	7
Figura 2.2: Solução para combater a erosão através da proteção com enrocamento	7
Figura 2.3: Fossa de erosão natural à saída de um aqueduto	12
Figura 3.1: Soluções de dissipação no interior de passagens hidráulicas propostas por IEP	19
Figura 3.2: Tipos de soluções “broken-back” em aquedutos	20
Figura 3.3: Alterações num aqueduto “broken-back” de modo a induzir o ressalto hidráulico	20
Figura 3.4: Dissipador de energia Tipo <i>Farcimar</i>	21
Figura 3.5: Dissipador de energia Tipo <i>Farcimar</i>	22
Figura 3.6: Esquema e dimensões do dissipador de energia Tipo <i>Farcimar</i>	22
Figura 3.7: Tapete de enrocamento à saída de uma passagem hidráulica	23
Figura 3.8: Exemplo de uma bacia de dissipação em enrocamento	26
Figura 3.9: Exemplo de aplicação de uma solução com gabiões	29
Figura 3.10: Exemplo de aplicação de colchões reno	31
Figura 3.11: Exemplo de aplicação de gabiões caixa	31
Figura 3.12: Exemplo de uma bacia de dissipação por impacto Tipo VI à saída de uma passagem hidráulica	32
Figura 3.13: Energia específica em função da altura do escoamento	35
Figura 3.14: Exemplo de uma bacia de dissipação Tipo SAF	36
Figura 3.15: Exemplo de uma bacia de dissipação Tipo PWD	38
Figura 3.16: Exemplo de uma bacia de dissipação Contra Costa à saída de um aqueduto	41
Figura 3.17: Exemplo de uma bacia de dissipação por queda simples	43
Figura 3.18: Exemplo de uma bacia de dissipação por queda com blocos	46
Figura 3.19: Exemplo de uma estrutura com macrorrugosidades – Rampa com blocos	48
Figura 3.20: Tipos de estruturas de entrada numa rampa com blocos	50
Figura 3.21: Exemplo de uma estrutura com macrorrugosidades – Rampa com travessas	51
Figura 3.22: Disposição dos elementos de rugosidade em estruturas com macrorrugosidades – Rampas com travessas	52
Figura 3.23: Exemplo de uma estrutura de dissipação por degraus a jusante de uma passagem hidráulica	53
Figura 3.24: Exemplo de uma estrutura de dissipação por degraus numa descida de talude	53
Figura 3.25: Escoamento em quedas sucessivas em estruturas com degraus	55
Figura 3.26: Escoamento deslizante sobre turbilhões em estrutura com degraus	57
Figura 4.1: Árvore de decisão 1 – Localização do dissipador	65
Figura 4.2: Árvore de decisão 2 – À saída de passagens hidráulicas	66

Figura 4.3: Árvore de decisão 3 – Em canais de drenagem para vencer desníveis-----	68
Figura 5.1: Curvas de classificação adimensionais para a saída de aquedutos retangulares, em regime lento -----	72
Figura 5.2: Curvas de classificação adimensionais para a saída de aquedutos circulares, em regime lento -----	72
Figura 5.3: Proteção com enrocamento à saída de uma passagem hidráulica -----	79
Figura 5.4: Configuração do tapete de enrocamento para situações de baixa altura de água a jusante -----	80
Figura 5.5: Configuração do tapete de enrocamento para situações de alta altura de água a jusante -----	81
Figura 5.6: Curvas adimensionais para a determinação do diâmetro médio de enrocamento e extensão do tapete de enrocamento – Para situações de altura de água a jusante baixa -----	83
Figura 5.7: Curvas adimensionais para a determinação do diâmetro médio de enrocamento e extensão do tapete de enrocamento – Para situações de altura de água a jusante alta -----	84
Figura 5.8: Esquema da bacia de dissipação em enrocamento -----	91
Figura 5.9: Variação de h_s/y_e em função de F_r e de D_{50}/y_e -----	93
Figura 5.10: Distribuição da velocidade do escoamento em saídas submersas -----	96
Figura 5.11: Esquema de gabião caixa -----	99
Figura 5.12: Esquema de colchão reno -----	99
Figura 5.13: Curva de projeto da bacia de dissipação por impacto Tipo VI -----	101
Figura 5.14: Esquema da bacia de dissipação por impacto Tipo VI – Modelo de FHWA -----	102
Figura 5.15: Dimensão base da bacia de dissipação por impacto Tipo VI em função do caudal – Modelo Peterka -----	103
Figura 5.16: Esquema da bacia de dissipação por impacto Tipo VI – Modelo Peterka -----	103
Figura 5.17: Esquema da bacia de dissipação por impacto Tipo VI – Modelo de Smith e Korolischuk -----	106
Figura 5.18: Energia perdida na bacia de dissipação por impacto Tipo VI -----	107
Figura 5.19: Esquema da bacia de dissipação Tipo SAF -----	109
Figura 5.20: Esquema da bacia de dissipação Tipo PWD -----	120
Figura 5.21: Esquema da bacia de dissipação Tipo WES -----	121
Figura 5.22: Esquema da bacia de dissipação Tipo IV -----	123
Figura 5.23: Comprimento do ressalto hidráulico em piso horizontal -----	124
Figura 5.24: Esquema da bacia de dissipação Contra Costa -----	128
Figura 5.25: Esquema da estrutura de queda simples -----	131
Figura 5.26: Esquema da estrutura de dissipação de queda simples e respectivos gráficos de dimensionamento -----	133

Figura 5.27: Esquema da bacia de dissipação por queda com blocos	134
Figura 5.28: Determinação do valor de L_1 da bacia de dissipação por queda com blocos	137
Figura 5.29: Valores de L_1/h_0 para a bacia de dissipação por queda com blocos	137
Figura 5.30: Esquema da estrutura com macrorrugosidades – Rampa com blocos	140
Figura 5.31: Esquema da estrutura com macrorrugosidades – Rampa com travessas	143
Figura 5.32: Esquema da estrutura de dissipação por degraus	146

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1: Velocidades e tensões tangenciais críticas de arrastamento -----	9
Quadro 2.2: Análise das velocidades do escoamento no interior de uma passagem hidráulica variando a sua inclinação-----	11
Quadro 2.3: Coeficientes α , β e θ para estimar a geometria da fossa de erosão, para solos pouco coesivos -----	13
Quadro 2.4: Coeficiente C_h para estimar a geometria da fossa de erosão -----	14
Quadro 2.5: Coeficiente C_i para estimar a geometria da fossa de erosão -----	14
Quadro 2.6: Coeficientes α , β e θ para estimar a geometria da fossa de erosão, para solos coesivos -----	15
Quadro 4.1: Síntese das condicionantes de aplicabilidade de cada estrutura de dissipação de energia -----	62
Quadro 5.1: Classes de enrocamento e dimensões do tapete de enrocamento -----	75
Quadro 5.2: Diâmetro médio de enrocamento em função do caudal de projeto e do diâmetro da passagem hidráulica para baixa altura de água a jusante -----	77
Quadro 5.3: Comprimento do tapete de enrocamento a partir do caudal de projeto e do diâmetro da passagem hidráulica -----	78
Quadro 5.4: Comprimento do tapete de enrocamento em função do diâmetro do aqueduto e da velocidade de escoamento -----	79
Quadro 5.5: Diâmetro médio de enrocamento e comprimento do tapete de enrocamento em função do diâmetro da passagem hidráulica e do caudal de projeto – Para situações de altura de água a jusante baixa -----	85
Quadro 5.6: Diâmetro médio de enrocamento e comprimento do tapete de enrocamento em função do diâmetro da passagem hidráulica e do caudal de projeto – Para situações de altura de água a jusante alta -----	85
Quadro 5.7: Máxima abertura dos poros da manta de geotêxtil consoante o tipo de solo -----	86
Quadro 5.8: Dimensões definidas pela <i>Maccaferri</i> no fabrico de gabiões caixa e colchões reno -----	98
Quadro 5.9: Dimensões definidas pelo <i>Gabião Belgo</i> no fabrico de gabiões caixa e colchões reno -----	98
Quadro 5.10: Dimensões definidas pela <i>Gabimarão</i> no fabrico de gabiões caixa e colchões reno -----	98
Quadro 5.11: Comprimento e espessura das estruturas de gabiões na dissipação de energia -----	99
Quadro 5.12: Velocidade crítica e velocidade limite para colchão reno e gabião caixa -----	100
Quadro 5.13: Dimensões da bacia de dissipação por impacto Tipo VI -----	101

Quadro 5.14: Dimensões da bacia de dissipação por impacto Tipo VI para velocidades de 3,6 m/s -----	104
Quadro 5.15: Diâmetro do enrocamento de proteção em bacias de dissipação por impacto sem blocos -----	108
Quadro 5.16: Valores para o comprimento de transição em bacias Tipo SAF -----	112
Quadro 5.17: Limites de ocorrência dos diferentes tipos de escoamento em estruturas com degraus -----	147
Quadro 5.18: Limites de ocorrência dos diferentes tipos de escoamento em estruturas com degraus -----	148

ACRÓNIMOS

FEMA	Federal Emergency Management Agency
FHWA	Federal Highway Administration
IEP	Instituto das Estradas de Portugal
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
ODOT	Oregon Department of Transportation Highway Division
PWD	Public Work Department
SAF	Saint Anthony Falls
TDEC	Tennessee Department of Environment and Conservation
TDOT	Tennessee Department of Transportation
UDOT	Utah Department of Transportation
USBR	United States Bureau of Reclamation
USDA	United States Department of Agriculture
WES	Public Work Department

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

O presente documento corresponde ao Trabalho Final de Mestrado, do 5º ano do Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. Constitui a dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil – Especialização em Hidráulica.

A construção de uma via de comunicação rodoviária traduz-se sempre na necessidade de uma modelação do terreno natural através da execução de terraplenagens, que perturbam e alteram as condições naturais do escoamento da água na zona em que se desenvolve a infra-estrutura, e implica a realização de obras de drenagem superficial que garantam a segurança dos utentes da via, da própria via e dos espaços e terrenos adjacentes.

Tais obras de drenagem são concretizadas por um conjunto de dispositivos (canais e estruturas hidráulicas) que visam, essencialmente, por um lado, assegurar o adequado escoamento das águas pluviais para fora da plataforma de circulação (drenagem longitudinal) e, por outro, restabelecer e dar continuidade ao escoamento natural nos cursos de água atravessados pela via (drenagem transversal).

As elevadas velocidades e a turbulência dos escoamentos que muitas vezes ocorrem nessas obras de drenagem podem dar origem a erosões significativas, que causam prejuízos e põem em risco a funcionalidade e segurança das infra-estruturas. Os problemas mais graves ocorrem geralmente ao longo de canais de drenagem com inclinação acentuada, nas saídas das passagens hidráulicas e nos locais de restituição, onde as velocidades de saída são, em muitos casos, superiores às que podem ser suportadas pelo terreno natural constituinte do leito e das margens.

Quer se trate de grandes vias rodoviárias, quer de estradas de baixo volume de tráfego, é fundamental proceder-se, em todas as situações, a uma avaliação cuidada das condições de escoamento e dos fenómenos de erosão que possam vir a ocorrer, de forma a antecipar e prevenir eventuais problemas, adotando, quando se justificarem, soluções e dispositivos de dissipação de energia adequados.

A dissipação de energia passa pela criação de mecanismos de absorção do impacto do escoamento e redução da velocidade para valores admissíveis, isto é, não erosivos para o meio.

A maioria da informação divulgada sobre dissipadores de energia está vocacionada para a dissipação de energia em pequenas e grandes barragens, onde os problemas causados pela

ausência ou ineficiência de dissipadores de energia podem constituir problemas muito graves e envolver grandes riscos de segurança.

No entanto, a dissipação de energia em drenagem de vias constitui um ponto igualmente importante, porém, com dimensão diferente uma vez que os caudais descarregados em barragens são bastante mais elevados do que no caso da drenagem de vias.

Justifica-se, assim, a realização deste estudo sobre o dimensionamento de obras de dissipação de energia em drenagem de vias de comunicação, de modo a permitir analisar e sistematizar os conhecimentos neste domínio e propor metodologias adequadas para utilizar em projeto.

1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

Nesta dissertação procede-se ao estudo e análise de um conjunto de informações existentes na bibliografia da especialidade sobre o tema da dissipação de energia, na perspetiva das obras de drenagem de vias de comunicação rodoviárias, com vista à elaboração de uma síntese organizada e concisa dessa informação, para auxílio na conceção e dimensionamento de soluções adequadas, em situações específicas.

O objetivo deste trabalho é apresentar, formular, descrever e ilustrar metodologias, procedimentos e recomendações que possam constituir um documento de referência e de harmonização dos critérios a adotar no estudo e projeto de sistemas de dissipação de energia em drenagem de vias.

Não é do âmbito deste documento a abordagem a estudos hidrológicos e hidráulicos sob o ponto de vista de dimensionamento de passagens hidráulicas e sistemas de drenagem longitudinal.

São apresentadas metodologias de cálculo e recomendações para o dimensionamento de estruturas de dissipação. Ao longo das pesquisas realizadas foram encontrados programas de cálculo desenvolvidos por organizações competentes, nomeadamente, o programa HY-8 do FHWA¹, que permite o dimensionamento em cálculo automático de passagens hidráulicas e de respetivas estruturas de dissipação de energia, quando necessárias.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente Trabalho Final de Mestrado é composto por 6 capítulos, resumo, abstract, agradecimentos e referências bibliográficas.

O capítulo 1 diz respeito à introdução do trabalho e do tema, onde são apresentados os seus objetivos e a forma como se encontra organizado.

¹ Disponível em: <http://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/software/hy8/>

² Este assunto volta a ser abordado no item 2.6.1, onde se mostra que, mesmo com inclinações inferiores a 2

No capítulo 2 pretende-se explicar a importância da dissipação de energia e apresenta-se o problema abordado, a erosão, bem como os locais onde é possível acontecer este fenómeno e as suas consequências.

No capítulo 3 são apresentadas as várias soluções de estruturas de dissipação de energia em termos de características gerais, condicionantes de aplicabilidade e a forma como é realizada a dissipação de energia em cada uma delas.

O capítulo 4 pretende auxiliar na escolha do dissipador de energia mais adequado consoante determinadas situações. São apresentadas árvores de decisão, que podem constituir ferramentas de orientação na escolha de soluções apropriadas.

O capítulo 5 contém critérios de dimensionamento para as bacias de dissipação bem como esquemas representativos destas estruturas. Este é o capítulo mais extenso do documento, onde são apresentadas expressões de cálculo, ábacos e quadros de dimensionamento que possibilitam o projeto destas estruturas.

O capítulo 6 constitui a conclusão de todo o trabalho, onde é feita a suma dos temas abordados.

2 IMPORTÂNCIA DA DISSIPÇÃO DE ENERGIA

2.1 CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS

A drenagem de águas pluviais tem um papel relevante nas causas de rutura e deterioração em vias de comunicação. O dimensionamento inadequado dos órgãos de drenagem, decorrente de uma deficiente avaliação dos parâmetros hidrológicos e hidráulicos e/ou aspetos construtivos, e erosões nos taludes de escavação e de aterro são algumas das causas mais frequentes (IEP).

Pode-se considerar as estruturas de dissipação de energia, como parte dos dispositivos do sistema de drenagem. Desta forma, faz todo o sentido que estas sejam dimensionadas, quando necessário, no projeto de drenagem de uma via de comunicação.

A ausência, a escolha inadequada ou o dimensionamento incorreto de estruturas de dissipação de energia poderá trazer problemas de erosão significativos, que se poderão manifestar em algumas zonas críticas da drenagem de vias.

A erosão dos solos justifica a importância da dissipação de energia, uma vez que este fenómeno é uma consequência da falta ou ineficiência de dispositivos de dissipação de energia.

2.2 EROSÃO HÍDRICA

“A erosão é um processo mecânico que age em superfície e profundidade, em certos tipos de solo e sob determinadas condições físicas, naturalmente relevantes, tornando-se críticas pela ação catalisadora do homem. Traduz-se na desagregação, transporte e deposição de partículas do solo, subsolo e rocha em decomposição” (Magalhães, 2001).

A erosão é provocada por agentes naturais, como a água e o vento, mas também por atividades humanas, nomeadamente, a construção de uma via de comunicação, que tem como consequência, sob o ponto de vista hidrológico e hidráulico, a alteração do escoamento natural das águas e diminuição das zonas de infiltração das águas, aumentando o escoamento superficial.

O escoamento superficial, no seu movimento ao longo dos canais de drenagem, vai ganhando energia à medida que a altura do escoamento aumenta. A capacidade erosiva do escoamento superficial depende fundamentalmente da energia do escoamento, da velocidade e da altura de água.

2.3 PONTOS CRÍTICOS DE EROSÃO

A drenagem de vias de comunicação é composta por dois sistemas de drenagem, um longitudinal e outro transversal. Ambos os sistemas possuem pontos críticos onde poderão ocorrer erosões

provocadas pelo escoamento superficial das águas pluviais e onde é fundamental avaliar a necessidade de aplicação de uma proteção.

Em termos de drenagem transversal, é fundamental ter em consideração a velocidade à saída das passagens hidráulicas e as velocidades admissíveis, que podem ser suportadas pelo solo do canal natural, imediatamente a jusante dessas saídas.

A erosão à saída de passagens hidráulicas é bastante frequente. O escoamento que se processa no canal natural é normalmente confinado a uma secção mais estreita ao percorrer a passagem hidráulica. Esta diminuição de secção resulta num aumento de velocidade do escoamento, com capacidades erosivas à medida que sai da conduta (Schall, et al., 2012).

Também no interior da passagem hidráulica poderá ser necessário recorrer a dissipadores de energia. De acordo com o IEP, as condições em perfil de uma passagem hidráulica dependem da inclinação longitudinal do curso de água e de eventuais estrangimentos impostos pelo perfil transversal da estrada. Inclinações superiores a 6% são consideradas elevadas podendo traduzir-se numa velocidade excessiva no interior do aqueduto².

Na drenagem longitudinal, canais de drenagem com inclinações superiores a 7% e descidas de água em talude poderão constituir locais em que será necessária uma intervenção, do ponto de vista de alteração da superfície do canal de drenagem (IEP). É aconselhável que o canal de drenagem não seja constituído apenas por uma superfície lisa, mas que contenha elementos de rugosidade de forma a constituírem dispositivos de dissipação de energia. A utilização destes elementos em descidas de água permite que o escoamento seja conduzido, de forma contínua, sem afetar o talude e a plataforma de circulação (DNIT, 2006).

Na drenagem de viadutos, no caso do tabuleiro ser muito extenso, pode não ser viável que a drenagem se faça apenas nos encontros do tabuleiro com o talude. Nesta situação, a drenagem é realizada pelos pilares do viaduto pelo que deverá ser avaliada a necessidade de tomar medidas de proteção na base dos pilares onde é realizada a descarga.

2.4 CONSEQUÊNCIAS DE EROSÃO

A existência de valores elevados de energia do escoamento poderá provocar a alteração do leito e das margens de um canal natural, originando problemas de instabilidade e de degradação.

² Este assunto volta a ser abordado no item 2.6.1, onde se mostra que, mesmo com inclinações inferiores a 6%, as velocidades no interior das passagens hidráulicas podem ser excessivas, dependendo dos caudais e das secções em questão.

Na Figura 2.1 apresenta-se um exemplo de erosão a jusante de uma passagem hidráulica, provocada pela velocidade do escoamento, que foi solucionado através da adoção de uma proteção com enrocamento como se verifica na Figura 2.2.



Figura 2.1: Erosão a jusante de uma passagem hidráulica (extraído de Maccaferri, 2004)



Figura 2.2: Solução para combater a erosão através da proteção com enrocamento (extraído de Maccaferri, 2004)

A ação do escoamento poderá danificar as áreas adjacentes e provocar prejuízos a terceiros, no caso dos terrenos adjacentes serem privados. Pretende-se que o escoamento a jusante de uma passagem hidráulica assuma rapidamente características o mais semelhante possível ao regime natural do leito a jusante.

A velocidade do escoamento provocada pela elevada inclinação, nos canais de drenagem longitudinal, poderá provocar erosões ao longo do canal ou na sua base. Nos casos das descidas em talude, o dimensionamento inadequado de uma estrutura de dissipação poderá traduzir-se na projeção da água para a plataforma de circulação, comprometendo a estabilidade do pavimento.

2.5 AVALIAÇÃO DO INÍCIO DE EROSÃO

A força do escoamento, que se exerce sobre as partículas do solo do canal natural, poderá ser tal que as partículas permaneçam estáveis ou sejam deslocadas da sua posição inicial e se movam com o escoamento.

As condições em que as partículas do material iniciam o movimento, designam-se por condições críticas, podendo exprimir-se em função das velocidades do escoamento através de *velocidades críticas*, ou de tensões tangenciais de arrastamento exercidas sobre as partículas através de *tensões tangenciais de arrastamento críticas*.

Estes dois parâmetros constituem dois critérios para a análise da estabilidade do material do leito de um curso de água (Sousa, 2011).

De modo a garantir a estabilidade do leito natural, é fundamental garantir que a velocidade de escoamento esteja abaixo da velocidade crítica, evitando assim o transporte do material do leito

para jusante, o que provocaria erosões e conseqüentemente instabilidades indesejáveis. Assim, há necessidade de estabelecer uma velocidade crítica de arrastamento, que é função das características do material do leito.

A velocidade crítica poderá ser determinada através do método proposto por Neill e é determinada pela expressão (2.1) (Sousa, 2011).

$$\frac{V_{cr}^2}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right) d_{50} g} = 2,5 \left(\frac{y_o}{d_{50}}\right)^{0,2} \quad (2.1)$$

Em que,

V_{cr} – velocidade crítica do escoamento (m/s);

γ_s – peso específico do material do leito (N/m³);

γ_w – peso específico da água (N/m³);

d_{50} – diâmetro médio do material do leito (m);

y_o – altura do escoamento (m).

A tensão tangencial de arrastamento ao longo do perímetro molhado deve ser inferior à tensão tangencial crítica de arrastamento do material do leito, τ_{cr} , apresentada no Quadro 2.1. A tensão de arrastamento é determinada pela expressão (2.2) (Quintela, 2009).

$$\tau = \gamma R_h S \quad (2.2)$$

Em que,

τ – tensão de arrastamento provocada pelo escoamento (N/m²);

γ – peso específico da água (N/m³);

R_h – raio hidráulico (m);

S – declividade do canal (m/m).

Os valores de velocidades críticas e de tensões de arrastamento críticas do escoamento também poderão ser obtidos pelo Quadro 2.1.

Quadro 2.1: Velocidades e tensões tangenciais críticas de arrastamento (adaptado de Martins, 2000)

Material do canal	V_{cr} (m/s)	τ_{cr} (N/m ²)
Areia lodosa (não coloidal)	0,50	2,0
Silte lodoso (não coloidal)	0,60	2,5
Aluvião siltoso (não coloidal)	0,60	2,5
Lodo comum consistente	0,75	3,6
Aluvião siltoso (coloidal)	1,15	12,0
Argila rija (muito coloidal)	1,15	12,0
Argila xistosa	1,85	31,2
Areia fina (com diâmetros 0,602 – 0,25 mm)	0,45	1,2
Areia média (com diâmetros 0,25 – 0,5 mm)	0,50	1,7
Areia grossa (com diâmetros 0,5 – 2,0 mm)	0,60	2,5
Seixo fino (com diâmetros 4,0 – 8,0 mm)	0,75	3,6
Seixo grosso (com diâmetros 8,0 – 64,0 mm)	1,25	14,4
Calhau rolado e seixo achatado (com diâmetros 64,0 – 256,0 mm)	1,25	43,2
Canais revestidos com relva ($i < 5\%$)	1,50	-

2.6 ESTIMATIVA DE EROSÕES

2.6.1 NO INTERIOR DAS PASSAGENS HIDRÁULICAS

No interior das passagens hidráulicas, inclinações elevadas poderão conduzir a velocidades excessivas e originar problemas de erosão e conseqüentemente a degradação do material de que são constituídas.

Como foi referido anteriormente, as condições em perfil de uma passagem hidráulica dependem, entre outros fatores, da inclinação longitudinal do curso de água. O IEP classifica esta inclinação da seguinte forma:

Inclinações entre 0,5% e 6% são consideradas como normais. Nestes casos, é considerado pelo IEP que não existem constrangimentos relativos ao perfil longitudinal da via e o perfil da passagem hidráulica poderá fixar-se com uma inclinação idêntica à do curso de água.

Inclinações superiores a 6% são consideradas inclinações elevadas e é recomendado que se utilizem soluções de modo a reduzir a inclinação do aqueduto ou a utilização de dissipadores de energia.

No entanto, através de uma análise às velocidades de escoamento, alterando a inclinação da passagem hidráulica e considerando diferentes valores para os caudais, poderá afirmar-se que esta definição de inclinação elevada poderá estar mal definida por parte do IEP.

A análise que se apresenta foi realizada considerando um escoamento com controlo a montante, isto é, com regime rápido. Desta forma, as velocidades de escoamento são calculadas utilizando a altura uniforme no interior da passagem hidráulica. Para esta reflexão considera-se que o aqueduto é constituído por betão, com coeficiente de rugosidade $k_s=75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ e as suas dimensões e geometria serão de acordo com os caudais arbitrados.

A altura uniforme é determinada através de um processo iterativo, utilizando a fórmula de Gauckler-Manning, expressão (2.3) (Quintela, 2009).

$$Q = k_s R_H^{2/3} A \sqrt{j} \quad (2.3)$$

Sendo,

Q – caudal de projeto (m^3/s);

k_s – coeficiente de rugosidade ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$);

R_H – raio hidráulico (m);

A – área molhada do escoamento (m^2);

j – inclinação do aqueduto (m/m).

A geometria e as dimensões do aqueduto são determinadas, para cada caudal arbitrado, tomando como critério uma relação, $S \approx 0,4Q$. A partir daqui, estabelece-se o diâmetro, no caso de aquedutos circulares, e a altura e a largura, no caso de aquedutos retangulares.

O raio hidráulico e a área molhada do escoamento, para a utilização da expressão (2.3), têm em conta a geometria do aqueduto. As expressões (2.3a), (2.3b) e (2.3c) são utilizadas para secções circulares e as expressões (2.3d) e (2.3e) para secções retangulares (Quintela, 2009).

$$R_H = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right) D \quad (2.3a) \quad R_H = \frac{lh}{1 + 2h} \quad (2.3d)$$

$$A = \frac{1}{8} (\theta - \sin \theta) D^2 \quad (2.3b) \quad A = lh \quad (2.3e)$$

$$\theta = 2 \arccos \left(1 - 2 \frac{h}{D} \right) \quad (2.3c)$$

No Quadro 2.2 apresentam-se as velocidades de escoamento, considerando valores diferentes para os caudais, variando as inclinações da passagem hidráulica, e os respectivos parâmetros para a determinação da altura uniforme.

Quadro 2.2: Análise das velocidades do escoamento no interior de uma passagem hidráulica variando a sua inclinação

Q (m ³ /s)	S (m ²)	D (m)	j (%)	h _u (m)	V (m/s)	θ (rad)	A (molhada) (m ²)	R _H (m)
1	0,4	0,8 (secção circular)	1	0,48	3,15	3,56	0,32	0,27
			2	0,42	3,78	3,22	0,26	0,21
			4	0,36	4,59	2,93	0,22	0,17
			6	0,33	5,19	2,77	0,19	0,15
2	0,8	1 (secção circular)	1	0,63	3,83	3,67	0,52	0,37
			2	0,54	4,60	3,31	0,44	0,29
			4	0,47	5,56	3,01	0,36	0,23
			6	0,43	6,25	2,85	0,32	0,20
5	2	1,5 (secção circular)	1	0,88	4,64	3,49	1,08	0,49
			2	0,76	5,58	3,16	0,90	0,38
			4	0,65	6,79	2,88	0,74	0,30
			6	0,59	7,69	2,72	0,65	0,27
10	4	2x2 (secção quadrada)	1	1,04	4,79	-	2,09	0,51
			2	0,81	6,20	-	1,61	0,45
			4	0,63	7,95	-	1,26	0,39
			6	0,55	9,17	-	1,09	0,35

Tendo em consideração que o material admitido para esta análise foi o betão, as velocidades admissíveis para este tipo de material variam de 4,5 a 6,0 m/s (IEP).

No Quadro 2.2, verificam-se algumas situações em que as velocidades do escoamento são superiores aos valores admissíveis referidos anteriormente. Veja-se por exemplo o caso do caudal de 5 m³/s, onde já para inclinações superiores a 4% o valor máximo da velocidade admissível é ultrapassado. Os valores admissíveis das velocidades são ultrapassados à medida que o caudal aumenta. Desta forma, recomenda-se que a definição “inclinação elevada” não se fixe apenas para valores superiores a 6%, mas que tenha em consideração o caudal e as velocidades no interior da passagem hidráulica.

2.6.2 À SAÍDA DAS PASSAGENS HIDRÁULICAS

A estimativa da erosão a jusante de passagens hidráulicas é extremamente difícil devido aos complexos fatores de que depende, nomeadamente, o caudal, a velocidade do escoamento, a forma do aqueduto, as características do leito e das margens do canal, altura de água a jusante e a quantidade de sedimento e outros detritos que o escoamento pode conter (Mata-Lima, 2010; Schall, et al., 2012).

Porém, Thompson, et al. (2006) sugere um procedimento para estimar as erosões locais à saída de aquedutos. Este método baseia-se na determinação da geometria de uma fossa de erosão com o objetivo de auxiliar na avaliação da necessidade de dissipadores de energia.

A geometria da fossa de erosão varia com as condições de altura de água a jusante. A erosão máxima ocorre nas situações em que as alturas de água a jusante são inferiores a metade da altura do aqueduto.

A profundidade máxima da erosão (h_s) ocorre num local aproximadamente $0,4L_s$ a jusante da saída do aqueduto, onde L_s é o comprimento da fossa de erosão. A Figura 2.3 representa o esquema de uma fossa de erosão natural, à saída de um aqueduto.

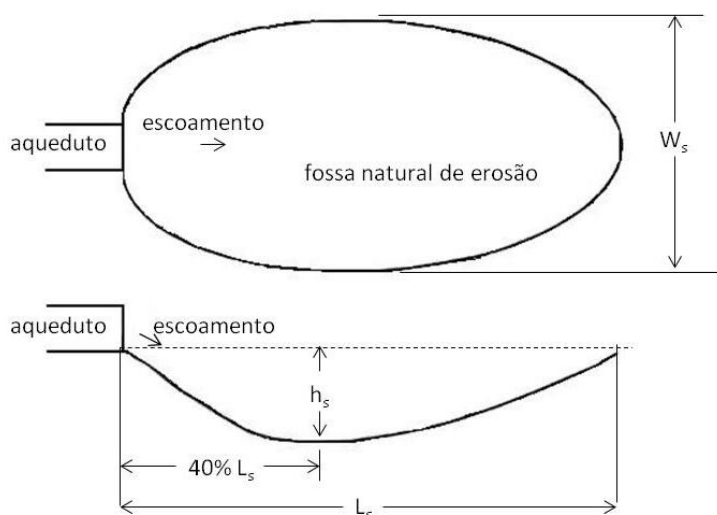


Figura 2.3: Fossa de erosão natural à saída de um aqueduto (adaptado de TDOT, 2010)

Esta análise está dividida para dois tipos de solos, isto é, para solos pouco coesivos e para solos coesivos.

- Solos pouco coesivos

Para solos pouco coesivos, como é o caso da areia e do cascalho, a geometria da fossa de erosão à saída de um aqueduto é determinada pela expressão (2.4). A partir desta expressão é possível obter a profundidade, largura, comprimento e o volume da fossa de erosão.

$$\left[\frac{h_s}{R_H}, \frac{W_s}{R_H}, \frac{L_s}{R_H}, \frac{V_s}{R_H^3} \right] = C_i C_h \left(\frac{\alpha}{\sigma^{1/3}} \right) \left(\frac{Q}{\sqrt{g} R_H^{2,5}} \right)^\beta \left(\frac{t}{316} \right)^\theta \quad (2.4)$$

Sendo,

h_s – profundidade de erosão (m);

W_s – largura de erosão (m);

L_s – comprimento de erosão (m);

V_s – volume de erosão (m³);

R_H – raio hidráulico no final do aqueduto, assumindo escoamento com secção cheia (m);

Q – caudal de projeto (m³/s);

g – aceleração da gravidade (9,81 m/s²);

t – tempo de duração do caudal de ponta (min);

σ – desvio padrão de material, determinado por $\sigma = (D_{84}/D_{16})^{0,5}$;

α , β , θ – coeficientes de acordo com cada parâmetro que se pretende determinar, apresentados no Quadro 2.3;

C_h – coeficiente de ajuste da altura de queda, apresentados no Quadro 2.4;

C_i – coeficiente de correção de inclinação, apresentados no Quadro 2.5;

Os coeficientes α , β e θ são apresentados no Quadro 2.3.

Quadro 2.3: Coeficientes α , β e θ para estimar a geometria da fossa de erosão, para solos pouco coesivos (adaptado de Thompson, et al., 2006)

Coeficientes	α	β	θ
Profundidade h_s	2,27	0,39	0,06
Largura W_s	6,94	0,53	0,08
Comprimento L_s	17,10	0,47	0,10
Volume V_s	127,08	1,24	0,18

Os valores de D_{84} e D_{16} são obtidos a partir da curva granulométrica do solo. Se $\sigma < 1,5$ o material é considerado como uniforme. Se $\sigma > 1,5$ o material é classificado como graduado. Os valores típicos para este parâmetro são 2,10 para cascalho e 1,87 para areia.

O tempo é estimado com base no conhecimento de duração do caudal de ponta. É recomendável que se considere um tempo de 30 minutos, uma vez que testes referidos pelo autor indicam que cerca de 2/3 a 3/4 da profundidade máxima da erosão ocorre nos primeiros 30 minutos de duração do escoamento.

O coeficiente de ajuste da altura de queda C_h e o coeficiente de correção de inclinação C_i foram obtidos a partir de testes onde a soleira do aqueduto se localizou à mesma cota do leito. Com

objetivo de compensar a elevação da soleira e a inclinação do aqueduto, recomenda-se que a expressão (2.4) seja ajustada com C_h e C_i . Os valores de C_h e de C_i são apresentados nos Quadros 2.4 e 2.5, respetivamente.

H_d é altura desde a soleira do aqueduto ao leito do canal natural a jusante, expressa em diâmetros. É determinada pela expressão (2.4a).

$$H_d = \frac{\text{altura de queda}}{\text{diâmetro}} \quad (2.4a)$$

Quadro 2.4: Coeficiente C_h para estimar a geometria da fossa de erosão (adaptado de Thompson, et al., 2006)

Elevação da soleira do aqueduto H_d (nº de diâmetros)	0	1	2	4
Profundidade h_s	1,00	1,22	1,26	1,34
Largura W_s	1,00	1,51	1,54	1,66
Comprimento L_s	1,00	0,73	0,73	0,73
Volume V_s	1,00	1,28	1,47	1,55

Quadro 2.5: Coeficiente C_i para estimar a geometria da fossa de erosão (adaptado de Thompson, et al., 2006)

Inclinação (%)	0	2	5	>7
Profundidade h_s	1,00	1,03	1,08	1,12
Largura W_s	1,00	1,28	1,28	1,28
Comprimento L_s	1,00	1,17	1,17	1,17
Volume V_s	1,00	1,30	1,30	1,30

- Solos coesivos

Para solos coesivos, como é o caso de solos argilosos, a geometria da fossa de erosão é determinada pela expressão (2.5a), no caso de aquedutos circulares, e pela expressão (2.5b) para aquedutos retangulares.

$$\left[\frac{h_s}{D}, \frac{W_s}{D}, \frac{L_s}{D}, \frac{V_s}{D^3} \right] = C_i C_h \alpha \left(\frac{\rho V_o^2}{\tau_c} \right)^\beta \left(\frac{t}{316} \right)^\theta \quad (2.5a)$$

$$\left[\frac{h_s}{y_e}, \frac{W_s}{y_e}, \frac{L_s}{y_e}, \frac{V_s}{y_e^3} \right] = C_i C_h \alpha_e \left(\frac{\rho V_o^2}{\tau_c} \right)^\beta \left(\frac{t}{316} \right)^\theta \quad (2.5b)$$

Sendo,

D – diâmetro do aqueduto (m);

y_e – altura equivalente, determinada por $\sqrt{A/2}$ (m);

V_o – velocidade à saída do aqueduto (m/s);

τ_c – tensão crítica de arrastamento (N/m^2);

ρ – densidade da água, 1000 kg/m³;

α , α_e , β , θ – coeficientes de acordo com cada parâmetro que se pretende determinar, apresentados no Quadro 2.6;

C_h – coeficiente de ajuste da altura de queda, apresentados no Quadro 2.4;

C_i – coeficiente de correção de inclinação, apresentados no Quadro 2.5.

Quadro 2.6: Coeficientes α , β e θ para estimar a geometria da fossa de erosão, para solos coesivos (adaptado de Thompson, et al., 2006)

Coeficientes	α	β	θ	α_e
Profundidade h_s	0,86	0,18	0,30	1,37
Largura W_s	3,55	0,17	0,07	5,63
Comprimento L_s	2,82	0,33	0,09	4,48
Volume V_s	0,62	0,93	0,23	2,48

A tensão crítica de arrastamento é determinada pela expressão (2.5c) (Thompson, et al., 2006).

$$\tau_c = 0,001(S_v + \alpha_u)\tan(30 + 1,73IP) \quad (2.5c)$$

Em que,

τ_{cr} – tensão crítica de arrastamento (N/m²);

S_v – resistência ao cisalhamento saturado (N/m²);

α_u – constante de conversão de unidades (8630 N/m²);

IP – índice de plasticidade dos limites de consistência de Atterberg variando geralmente entre valores de 5 a 16 para solos coesivos.

A determinação dos limites de consistência de Atterberg é realizada com recurso às normas que se encontram descritas na Norma Portuguesa NP-143 (1969).

Os coeficientes S_v e IP são obtidos através de ensaios laboratoriais realizados a uma amostra de solo do leito natural a jusante da passagem hidráulica.

3 ESTRUTURAS DE DISSIPACÃO DE ENERGIA

3.1 CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS

Existem várias estruturas de dissipação de energia que poderão ser adotadas, na drenagem de vias de comunicação, de modo a reduzir as velocidades do escoamento e evitar erosões. A escolha do dissipador de energia deverá considerar determinados fatores consoante as condições locais. Estes parâmetros serão apresentados no item 4.2.

Os dissipadores de energia podem ser classificados como internos e externos, segundo Thompson, et al. (2006) e como contínuos e localizados, de acordo com DNIT (2006).

A classificação interna e externa diz respeito à localização do dissipador. As estruturas internas são colocadas no interior das passagens hidráulicas. Por outro lado, as estruturas externas correspondem a soluções colocadas no exterior das passagens hidráulicas (Thompson, et al., 2006).

A classificação contínua e localizada refere-se à forma como é conseguida a dissipação de energia. Os dissipadores de energia contínuos têm a função de reduzir a velocidade do escoamento continuamente ao longo do seu percurso. Estes dispositivos poderão ser utilizados em descidas de água em taludes de escavação e aterro e no interior de passagens hidráulicas. Os dissipadores localizados, também designados como bacias de amortecimento, têm como objetivo reduzir a velocidade do escoamento à saída de dispositivos de drenagem superficial. Poderão localizar-se na base das descidas de água em talude, à saída de passagens hidráulicas e nos pontos de passagem de escavação-aterro (DNIT, 2006).

São diversas as soluções de estruturas de dissipação de energia que foram desenvolvidas e estudadas por organizações competentes, USBR, FHWA, LNEC e sugeridas em manuais de drenagem, como o Manual de Drenagem Superficial em Vias de Comunicação do IEP ou o Manual de Drenagem em Infra-Estruturas de Transportes e Hidráulica de Pontes de Carlos Matias Ramos, entre outros que serão referidos.

A organização deste capítulo será feita de acordo com a localização da estrutura de dissipação, ou seja, internas e externas. As estruturas de dissipação de energia em drenagem de vias serão apresentadas em termos de características gerais, condições de aplicabilidade e forma como é realizada a dissipação de energia em cada uma delas.

Os dispositivos de dissipação de energia abordados são:

- Dissipador “broken-back”;
- Soleira com macrorrugosidades e degraus;
- Bacia de amortecimento Tipo *Farcimar*;
- Tapete de enrocamento;
- Bacia de dissipação em enrocamento;
- Proteção com gabiões;
- Bacia de dissipação por impacto Tipo VI;
- Bacia de dissipação Tipo SAF;
- Bacia de dissipação Tipo PWD;
- Bacia de dissipação Tipo WES;
- Bacia de dissipação Tipo IV;
- Bacia de dissipação Contra Costa;
- Bacia de dissipação por queda simples;
- Bacia de dissipação por queda com blocos;
- Estrutura com macrorrugosidades – Rampa com blocos;
- Estrutura com macrorrugosidades – Rampa com travessas;
- Estrutura de dissipação com degraus.

3.2 ESTRUTURAS INTERNAS DE DISSIPÇÃO DE ENERGIA

As estruturas internas de dissipação podem exigir manutenção regular, devido ao material que o escoamento pode transportar e que pode ficar retido nos elementos de dissipação. Só devem ser utilizadas em passagens hidráulicas retangulares de modo a permitir a entrada de pessoal de manutenção (TDOT, 2010).

A dissipação de energia interna poderá ser alcançada através da adoção de uma solução em “broken-back”, de elementos de rugosidade como soleira com degraus, soleira com macrorrugosidades e outras soluções recomendadas pelo Manual de Drenagem Superficial em Vias de Comunicação do IEP para controlar a inclinação no interior da passagem hidráulica e consequentemente reduzir a velocidade. Apesar de não serem dispositivos de dissipação propriamente ditos, é importante a sua referência.

3.2.1 SOLUÇÕES DE DISSIPACÃO INTERNA PROPOSTAS PELO IEP

De acordo com IEP quando a inclinação da linha de água é superior a 6%, poderão ser utilizadas três soluções, cuja opção depende da magnitude dos caudais em questão e da natureza do terreno.

- adotar estruturas de dissipação de energia, como degraus, blocos, macrorrugosidades, mantendo-se inalterável a inclinação do curso de água (Figura 3.1a e b);
- adotar uma inclinação inferior à do curso de água através da implantação e desenvolvimento de uma obra em aterro relativamente ao terreno natural, ou através da inserção de uma boca de entrada, designada por boca em recipiente, a cota inferior à do terreno natural procedendo a uma escavação e queda a montante (Figura 3.1c).
- introduzir caixas de queda ao longo do desenvolvimento da passagem hidráulica (Figura 3.1d).

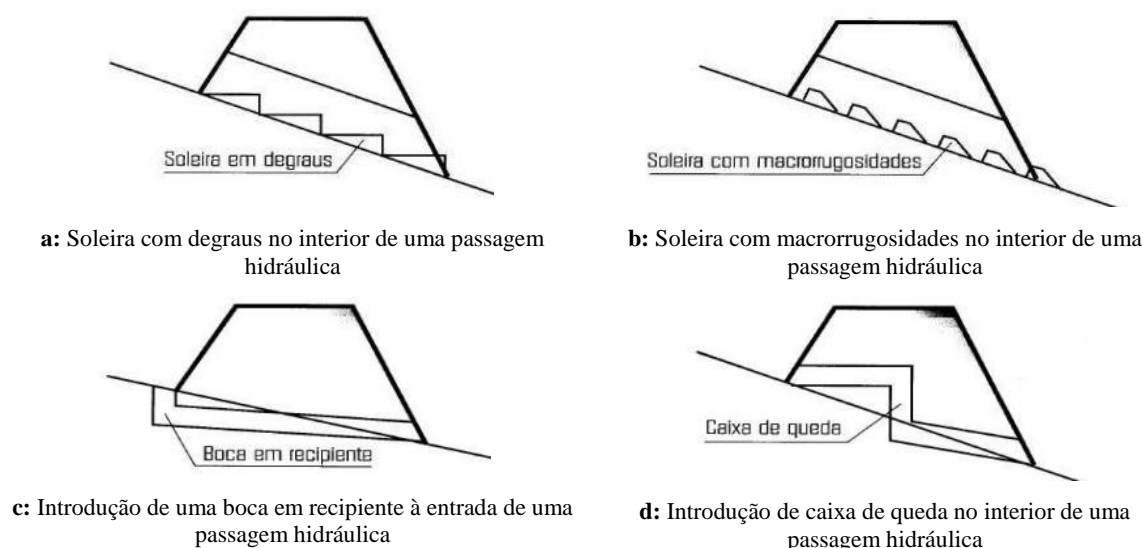


Figura 3.1: Soluções de dissipação no interior de passagens hidráulicas propostas por IEP (extraído de IEP)

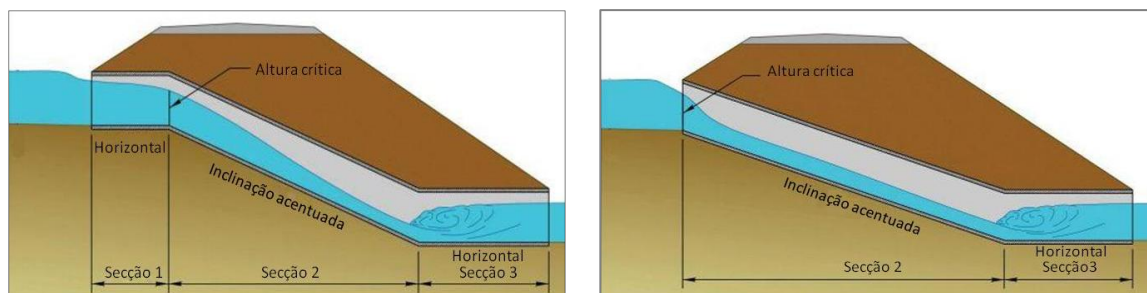
A introdução de caixas de queda no interior de uma passagem hidráulica poderá constituir uma solução eficaz do controlo da velocidade. O escoamento sofre uma queda abrupta perdendo velocidade. No entanto, foram reportados casos de problemas a longo prazo em soluções deste tipo em situações em que a caixa de queda é constituída por um material rígido e a conduta formada por material flexível, devido a assentamentos diferenciais.

3.2.2 AQUEDUTOS “BROKEN-BACK”

A solução de um aqueduto “broken-back” consiste em alterar a inclinação longitudinal do aqueduto, introduzindo uma secção com um declive mais acentuado seguida por uma secção

horizontal. Esta solução é dimensionada de modo a que ocorra um ressalto hidráulico no troço horizontal que constitui a secção de saída (Thompson, et al., 2006).

Poderão ser considerados dois casos de “broken-back”. Um aqueduto “broken-back” duplo, representado na Figura 3.2a, e um aqueduto “broken-back” simples, representado na Figura 3.2b.



a: Solução “broken-back” duplo

b: Solução “broken-back” simples

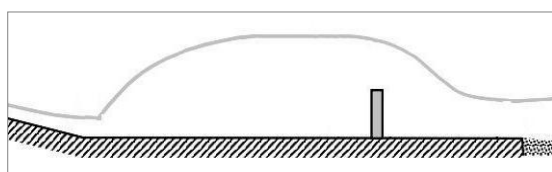
Figura 3.2: Tipos de soluções “broken-back” em aquedutos (adaptado de Schall, et al., 2012)

O dissipador de energia “broken-back” tem como limitações de aplicabilidade a inclinação da passagem hidráulica e as condições de formação de ressalto hidráulico. Este tipo de dissipador interno poderá ser utilizado para inclinações inferiores a 1,4:1 (V:H) e desde que se garanta um comprimento suficiente da secção de saída para que o ressalto hidráulico se dê no interior do aqueduto (Thompson, et al., 2006).

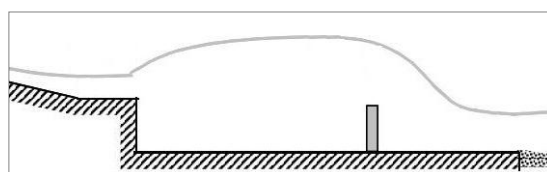
Será formado um ressalto hidráulico no interior do aqueduto, nas seguintes condições (Thompson, et al., 2006):

- quando a quantidade do movimento do escoamento em relação ao fundo a jusante do aqueduto excede a do interior do aqueduto;
- quando o número de Froude do regime rápido no interior do aqueduto é reduzido para aproximadamente 1,7 numa situação de desaceleração de escoamento.

Para situações em que a secção de saída do aqueduto é muito curta ou não há altura de água suficiente para que o ressalto hidráulico seja concluído no interior da passagem hidráulica, podem ser realizadas duas modificações para induzir o ressalto, como colocar um açude à saída da passagem hidráulica ou provocar uma queda seguida por um açude. A Figura 3.3a e b representam estas alterações.



a: Introdução de um açude na secção de saída de um aqueduto “broken-back”



b: Introdução de uma queda seguida por um açude na secção de saída de um aqueduto “broken-back”

Figura 3.3: Alterações num aqueduto “broken-back” de modo a induzir o ressalto hidráulico (adaptado de Thompson, et al., 2006)

3.3 ESTRUTURAS EXTERNAS DE DISSIPACÃO DE ENERGIA

As estruturas externas de dissipação incluem soluções para canais de drenagem céu aberto, descidas em talude e à saída de passagens hidráulicas.

3.3.1 DISSIPADOR DE ENERGIA TIPO *FARCIMAR*

A empresa portuguesa *Farcimar* desenvolveu um dispositivo de dissipação de energia, que consiste numa peça pré-fabricada em betão, com o objetivo de reduzir a velocidade do escoamento em canais com inclinações elevadas.

Na Figura 3.4 apresenta-se o dissipador de energia Tipo *Farcimar*.



Figura 3.4: Dissipador de energia Tipo *Farcimar* (extraído do catálogo *Farcimar*)

3.3.1.1 CONDIÇÕES DE APLICABILIDADE

De acordo com o catálogo *Farcimar*, esta peça é vulgarmente utilizada a meio ou no fundo das descidas em talude dos sistemas de drenagem em vias de comunicação, não apresentando limitações relevantes.

3.3.1.2 DISSIPACÃO DE ENERGIA

Esta solução de dissipação funciona como uma bacia de amortecimento, em que o escoamento ao escoar pelo canal de drenagem sofre um embate a meio ou no fundo do talude.

3.3.1.3 CARACTERÍSTICAS GERAIS

O dissipador Tipo *Farcimar* permite a fácil ligação aos canais de drenagem, quer à meia manilha como à valeta que interseta, entrando de imediato em serviço (*Farcimar*).

Através deste dissipador é possível mudar a direção dos canais de drenagem, nos casos em que seja necessário, sem que a ação do escoamento provoque erosões.

Na Figura 3.5 apresenta-se um exemplo deste tipo de dissipador, onde se pode verificar a mudança de direção do canal de drenagem.



Figura 3.5: Dissipador de energia Tipo *Farcimar* (junho de 2014, acervo da autora)

Uma vez que a geometria deste dispositivo é relativamente simples e tendo em conta que as dimensões são de acordo com o fabricante, não será apresentado, no capítulo 5, o seu dimensionamento. No entanto, apresenta-se um exemplo das suas dimensões, disponíveis no catálogo.

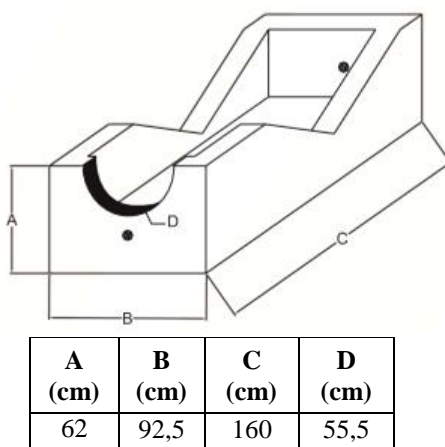


Figura 3.6: Esquema e dimensões do dissipador de energia Tipo *Farcimar* (extraído do catálogo Farcimar)

3.3.2 TAPETE DE ENROCAMENTO

O enrocamento é um material frequentemente utilizado no controlo da erosão provocada pela velocidade excessiva da água. A proteção com enrocamento pode ser utilizada como tapete de enrocamento e como bacia de dissipação em enrocamento, sendo esta última apresentada no item 3.3.3. O tapete de enrocamento e a bacia de enrocamento utilizam o mesmo material de revestimento, todavia são soluções que diferem na sua geometria, nas condicionantes de aplicabilidade e na forma como é dissipada a energia do escoamento.

O tapete de enrocamento baseia-se no princípio de adoção de blocos de pedra natural, numa superfície plana. Na Figura 3.7 apresenta-se um exemplo de adoção de um tapete de enrocamento à saída de uma passagem hidráulica.



Figura 3.7: Tapete de enrocamento à saída de uma passagem hidráulica (extraído de FEMA, 2010)

3.3.2.1 CONDIÇÕES DE APLICABILIDADE

O tapete de enrocamento pode ser usado em canais de drenagem, à saída de passagens hidráulicas até mesmo a jusante de dissipadores de energia, quando necessário. Para a sua utilização é necessário ter em consideração a topografia do local, a velocidade do escoamento e a dimensão do aqueduto a montante.

Em canais de drenagem a proteção com enrocamento é usada como revestimento, constituindo uma superfície rugosa que protege o terreno natural do contacto direto com o escoamento.

À saída de passagens hidráulicas, a proteção com enrocamento é frequentemente utilizada quando a velocidade do escoamento à saída é inferior a 4,5 m/s e o diâmetro do aqueduto é inferior ou igual a 1,5 m, pois nestas situações esta solução é mais económica do que a construção de outras estruturas de dissipação de energia (Martins, 2000).

3.3.2.2 DISSIPACÃO DE ENERGIA

Os tapetes de enrocamento dissipam energia por efeito do aumento da rugosidade. Por isso, em trechos curtos a dissipação de energia é pouco significativa. No entanto, eles servem para espalhar o escoamento ajudando a transição para o modo de drenagem natural existente no canal natural a jusante.

3.3.2.3 CARACTERÍSTICAS GERAIS

A proteção com enrocamento é a solução mais utilizada para a proteção contra a erosão uma vez que constitui uma solução técnica e economicamente favorável. Do ponto de vista de conceção

não necessita, nas situações mais frequentes, de equipamento especial (Ramos, 2010; Mata-Lima, 2010).

Os blocos de enrocamento são colocados de acordo com a morfologia do meio natural e sem a utilização de ligantes, constituindo assim uma solução flexível e não monolítica capaz de se adaptar a eventuais deformações. Esta solução apresenta ainda a vantagem de, perante quaisquer modificações ou deteriorações, ser facilmente reparada com a colocação de novos blocos (Ramos, 2010).

O tapete de enrocamento deverá ser construído sem inclinação ao longo do seu comprimento. A cota da extremidade de jusante do tapete deverá ser igual à cota do canal de receção ou do solo adjacente, ou seja, à saída do tapete de proteção não deverá ocorrer queda de água (Pataki, 2005).

Os elementos principais no dimensionamento do tapete de enrocamento são o tamanho do enrocamento, o comprimento e espessura do tapete de proteção. O tamanho de enrocamento é definido pelo diâmetro médio dos blocos de enrocamento D_{50} .

D_{50} é a dimensão da malha de peneiro no qual passa metade do peso total de enrocamento. D_{50} não coincide, frequentemente, com o diâmetro médio, que se define como sendo o diâmetro do bloco com peso médio. D_0 e D_{100} correspondem, respetivamente, aos diâmetros mínimos e máximos do enrocamento (Samora, 1993).

Segundo Samora (1993), D_{100} e D_0 deverão pesar, respetivamente, o quádruplo e um quarto do peso do bloco médio. Admitindo que o peso dos blocos é proporcional ao cubo do diâmetro, obtêm-se as expressões (3.1) e (3.2).

$$\frac{D_{100}}{D_{50}} = \sqrt[3]{4} \approx 1,58 \quad (3.1)$$

$$\frac{D_0}{D_{50}} = \sqrt[3]{\frac{1}{4}} \approx 0,63 \quad (3.2)$$

O material a utilizar na proteção com enrocamento terá de ser proveniente de rocha dura, ter forma angular e granulometria extensa, isto é, deve evitar-se tapetes com granulometria uniforme. O maior diâmetro não deverá ser superior a $1,5 D_{50}$ (Mata-Lima, 2010).

A estabilidade do tapete de enrocamento é garantida pelo peso dos blocos e pelo seu imbricamento. Para melhorar as condições de imbricamento, de permeabilidade e, conseqüentemente, a ausência de pressões intersticiais, é desejável que os blocos tenham granulometrias como se referiu anteriormente (Ramos, 2010).

De acordo com Ramos (2010), os blocos deverão ter massa volúmica aparente superior a 25 kN/m³, porosidade inferior a 5%, absorção de água inferior a 1% e resistência à rotura superior a 8 kN/cm².

As causas de mau funcionamento dos tapetes de enrocamento estão relacionadas com o dimensionamento incorreto fundamentalmente do tamanho dos blocos e da extensão do tapete, podendo resultar no deslocamento dos blocos de enrocamento e deste modo mover o potencial de erosões para jusante.

A proteção com enrocamento poderá exigir, entre o enrocamento e o terreno subjacente, a colocação de um filtro, geotêxtil (não tecido) ou granular, de modo a criar uma zona de transição que impeça a migração das partículas finas do solo através dos espaços vazios entre as pedras, aliviar a pressão hidrostática no interior dos solos e evitar que a água de superfície cause erosão sob o enrocamento (Brown, et al., 1989).

A avaliação da necessidade de utilização de um filtro deverá ser feita não só nas soluções com tapetes de enrocamento, mas também em bacias de dissipação em enrocamento e nas soluções com gabiões.

A conceção adequada de filtros é fundamental para a estabilidade do enrocamento. Se as aberturas no filtro são muito grandes, o escoamento excessivo de percolação através do filtro pode causar erosão e falha de material subjacente. Por outro lado, se as aberturas no filtro são muito pequenas, a acumulação de pressão hidrostática por baixo do filtro pode causar um plano de deslizamento ao longo do filtro podendo causar um movimento de translação da estrutura e conseqüentemente a sua rotura (Brown, et al., 1989).

Para cumprir a função anteriormente referida podem utilizar-se dois tipos de filtros: filtros granulares e geotêxteis.

Os filtros granulares são constituídos essencialmente por cascalho e/ou areia. A criação de um leito filtrante granular é baseada na razão entre o tamanho das partículas do material de filtro com a do material de base subjacente e também com o material de enrocamento sobrejacente. Consiste numa transição granular introduzida entre o solo, constituído maioritariamente por finos, e o tapete de enrocamento, constituído por material de maiores dimensões.

Um filtro granular é normalmente constituído pelo menos por duas camadas, particularmente se proteger uma camada base maioritariamente constituída por finos. Os filtros granulares têm como necessidade assegurar a sua própria estabilidade e a do tapete de enrocamento.

Os geotêxteis são constituídos por fibras têxteis e podem ser tecidos ou não tecidos, consoante a sua estrutura resultante do processo de fabrico. O geotêxtil tecido obtém-se por entrelaçamento de dois filamentos ou de vários feixes de filamentos. O geotêxtil não-tecido é constituído por fibras dispostas em diversas direções, interligados por processos mecânicos, térmicos ou químicos (Gomes, 2001).

O geotêxtil deve ter aberturas suficientemente pequenas para evitar a migração de solo, mas por outro lado com tamanho suficiente para se tornar permeável de modo a permitir que a água passe através dele, sem uma redução significativa no fluxo. O geotêxtil deverá ter um grande número de aberturas de poros, tal que, se as partículas do solo bloquearem ou entupirem algumas aberturas, seja possível garantir a permeabilidade desejável (FEMA, 2010).

De acordo com Brown, et al.(1989), a adoção de manta de geotêxtil apresenta vantagens em relação aos filtros granulares, no que diz respeito ao custo, à instalação rápida e eficiência no desempenho. No entanto, o geotêxtil tem algumas limitações na sua aplicação, nomeadamente relativamente à sua colocação debaixo de água que poderá ser complexa em zonas onde o solo seja constituído por argilas (FEMA, 2010).

3.3.3 BACIA DE DISSIPACÃO EM ENROCAMENTO

A bacia de dissipação em enrocamento assenta no conceito de adoção de uma fossa de erosão pré-formada, revestida com enrocamento, na qual se estabelece um ressalto hidráulico (Ramos, 2010).

A dissipação de energia através da formação de uma fossa de erosão é uma solução bastante utilizada sempre que as condições o permitam, por evitar a construção de obras em betão (Pinheiro, 2006), que constituem soluções mais dispendiosas economicamente.

A Figura 3.8 representa um exemplo de uma bacia de dissipação em enrocamento a jusante de uma passagem hidráulica.

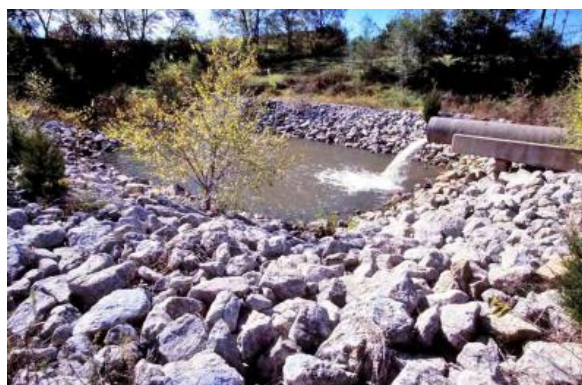


Figura 3.8: Exemplo de uma bacia de dissipação em enrocamento (extraído de FEMA, 2010)

3.3.3.1 CONDIÇÕES DE APLICABILIDADE

A bacia de dissipação em enrocamento é utilizada à saída de passagens hidráulicas e a sua aplicação é condicionada pelo número de Froude à saída. Este valor deverá ser inferior a 2,5 segundo Ramos (2010) ou inferior a 3 de acordo com Thompson, et al. (2006).

Este fator está relacionado com a formação do ressalto hidráulico que, segundo Peterka (1974), pode ser classificado em função do número de Froude. Para valores compreendidos entre 2,5 e 4,5 ocorre o ressalto oscilante que apresenta ondulações fortes, passíveis de causar erosões significativas no leito. Com a utilização desta bacia de dissipação não é aconselhável que se desenvolvam ressaltos hidráulicos fortes, pois as ondulações fortes provocadas pela turbulência do ressalto poderão danificar este tipo de estruturas.

A bacia de dissipação em enrocamento pode ser usada para alturas de água a jusante altas e baixas. No entanto, é vantajoso para esta estrutura que a altura de água a jusante seja baixa, ou seja, inferior a 75% em relação à altura de água à saída da passagem hidráulica (TDOT, 2010). Como se verá no item seguinte esta situação corresponde a uma melhor solução de dissipação de energia.

3.3.3.2 DISSIPACÃO DE ENERGIA

A dissipação de energia na bacia de dissipação em enrocamento é conseguida através do impacto da água proveniente da passagem hidráulica com a água a jusante e com o enrocamento colocado na bacia.

De acordo com Thompson, et al. (2006), a altura de água a jusante influencia o desempenho e a forma da bacia de dissipação, ou seja, para diferentes níveis de água a jusante são aconselháveis diferentes formas para a fossa de erosão.

Neste âmbito, poderão ocorrer duas situações. A primeira quando a altura de água a jusante é inferior a 75% da altura de água na passagem hidráulica e a segunda quando a altura de água a jusante é superior a 75% da altura de água na passagem hidráulica.

Na primeira situação, as dimensões da fossa de erosão não são afetadas pela altura de água a jusante. Neste caso, a fossa de erosão apresenta um bom desempenho como dissipador de energia, desde que a profundidade da fossa de erosão seja superior ao dobro do diâmetro médio do enrocamento. O escoamento à saída da passagem hidráulica mergulha na fossa de erosão, é formado um ressalto hidráulico e o escoamento é geralmente disperso. Neste caso, não é necessário enrocamento adicional a jusante (Thompson, et al., 2006).

Na segunda situação, devido ao efeito de submersão, o jato à saída do aqueduto passa sobre a bacia e difunde-se a jusante. Assim, é aconselhável que a fossa de erosão seja menos profunda, mais estreita e longa. Neste caso, é essencial que o comprimento da bacia seja suficientemente grande para atenuar a velocidade do escoamento e não se correr o risco de causar danos a jusante.

A ação do escoamento poderá provocar um movimento de material, que poderá resultar num montículo de erosões na extremidade de jusante da bacia. Este montículo de material contribui para a capacidade de dissipação de energia e reduz o tamanho da fossa de erosão. Se este for removido, o comprimento da fossa de erosão aumentará (FEMA, 2010).

3.3.3.3 CARACTERÍSTICAS GERAIS

O “elemento” principal da bacia de dissipação em enrocamento é a fossa de erosão pois é nesta zona que se dará grande parte da dissipação de energia. O tamanho da fossa de erosão está relacionado com a dimensão do enrocamento, a dimensão da passagem hidráulica, caudal descarregado e altura de água a jusante.

A bacia de dissipação em enrocamento é constituída por uma fossa de erosão revestida e por uma proteção adicional com enrocamento. Nos casos em que o escoamento drena para uma outra estrutura de drenagem, como uma vala, será necessária apenas uma fossa de erosão, ou seja, é dispensável a proteção adicional a jusante.

Poderão existir situações em que será adequada apenas uma fossa natural de terra, onde não é proposta nenhuma proteção. Neste caso, deve ser demonstrado que as condições de receção do canal existente, por exemplo, o tipo de solo, podem suportar a velocidade máxima do escoamento à saída da passagem hidráulica tendo em conta a velocidade admissível no solo existente (Bureau of Land and Water Quality, 2003).

De acordo com Thompson, et al. (2006), a profundidade da fossa de erosões deverá ser no mínimo o dobro do diâmetro médio do enrocamento. É aconselhável que a transição da saída da passagem hidráulica com a fossa de erosões e com a proteção em enrocamento a jusante se faça com uma inclinação de 2:1 (H:V).

O comprimento da bacia é determinado em função da profundidade da fossa de erosão, verificando-se algumas condições em relação à largura da bacia, sendo que esta aumentará numa proporção de 3:1 (comprimento:largura), no sentido de jusante.

Relativamente à espessura de enrocamento, Thompson, et al. (2006) recomenda que imediatamente à saída do aqueduto, no sentido descendente do escoamento, seja utilizada uma

espessura de enrocamento relativamente superior do que a sugerida para o fundo e para a zona lateral da bacia. Esta diferença é justificada pela gravidade do ataque de escoamento imediatamente à saída da conduta, de modo a prevenir o possível descolamento do enrocamento e consequentemente o colapso da passagem hidráulica e da bacia.

Na bacia de dissipação em enrocamento, entre a camada de enrocamento e o solo subjacente é aconselhável a colocação de um filtro, como foi referido no item 3.3.2.3.

3.3.4 PROTEÇÃO COM GABIÕES

A estrutura com gabiões consiste numa caixa formada por redes de aço zincado preenchida por pedras ou britas. A rede de aço zincado é entrelaçada de forma a definir malhas hexagonais com aberturas de 6x8 cm ou 8x10 cm (Gabimarão).

Os gabiões são cheios de material caracterizado por diversas granulometrias, tentando sempre que haja uma graduação de diâmetros crescente do lado do aterro para a zona em contacto com o escoamento (Lemos, 2008).

Na Figura 3.9b apresenta-se um exemplo de aplicação de gabiões à saída de uma passagem hidráulica. Na Figura 3.9a pode-se verificar a erosão provocada pela ação do escoamento antes da aplicação desta solução.



a: Erosão à saída de passagem hidráulica antes da aplicação de gabiões como proteção



b: Aplicação de gabiões em escada à saída de uma passagem hidráulica

Figura 3.9: Exemplo de aplicação de uma solução com gabiões (extraído de Maccaferri, 2004)

3.3.4.1 CONDIÇÕES DE APLICABILIDADE

As estruturas de dissipação de energia com gabiões podem ser utilizadas no controlo da dissipação à saída de aquedutos e na proteção e controlo de erosões em canais. Os gabiões podem ser também utilizados em estruturas de queda e em estruturas com degraus (Ramos, 2005; Martins, 2000).

A aplicação de gabiões a jusante de aquedutos está condicionada à velocidade do escoamento à saída. Ramos (2005) sugere que estas estruturas sejam adotadas para velocidades até 4,5 m/s. No entanto, Lemos (2008) considera que estas soluções poderão ser consideradas em casos onde a velocidade seja relativamente superior.

3.3.4.2 DISSIPACÃO DE ENERGIA

A dissipação de energia é conseguida através do impacto do escoamento na estrutura em gabião. O material de enchimento além de constituir um sistema filtrante é também um revestimento resistente a ações de arrastamento da corrente.

3.3.4.3 CARACTERÍSTICAS GERAIS

As principais características dos gabiões são a flexibilidade, permeabilidade, monoliticidade, durabilidade e a total integração ao meio ambiente (Maccaferri, 2010).

A flexibilidade das estruturas em gabiões permite que estas consigam acompanhar assentamentos ou acomodações dos terrenos de amplitude significativa, sem perder a sua eficiência e função estrutural. Esta característica é especialmente importante no caso de estruturas construídas sobre solos de baixa capacidade de suporte. Os gabiões são permeáveis e drenantes, permitindo o escoamento das águas de percolação, aliviando os impulsos hidrostáticos. O seu carácter monolítico, a malha de aço e o seu peso próprio oferecem a estas estruturas capacidades para resistir a esforços de tração e a impulsos gerados pelo solo adjacente.

Relativamente à integração ao meio ambiente, as estruturas em gabiões adaptam-se a qualquer ecossistema e favorecem a recuperação da fauna e da flora, constituindo a par com os revestimentos de enrocamento, as soluções ambientalmente mais aceitáveis.

A malha metálica restringe o movimento das pedras e das britas no seu interior, o que se traduz no aumento da estabilidade destes elementos, quando comparada com revestimentos constituídos por blocos soltos.

A utilização de soluções com gabiões poderá necessitar de um filtro como referido no item 3.3.2.3. De acordo com Lemos (2008) geralmente, os gabiões são assentes sobre mantas de geotêxtil do tipo não tecido que, para além de constituírem um primeiro elemento da estrutura filtrante, materializam uma camada de separação.

Os tamanhos dos gabiões são padronizados e definidos pelos seus fabricantes. De acordo com as dimensões e com as suas formas, os gabiões são designados por gabiões caixa, colchão reno e

gabiões saco. Se tiverem forma cúbica são designados por gabiões caixa, as formas retangulares por colchão reno e as formas cilíndricas por gabiões saco (Lemos, 2008).

Os gabiões caixa têm aspeto aproximadamente cúbico e são constituídos por um único elemento, produzido com malha hexagonal de dupla torção, formam a base, a tampa e as paredes laterais (Avino, 2004). São introduzidas divisórias no seu interior, também em malha hexagonal, com o objetivo de limitar o movimento do material de enchimento, quando sujeitos a fortes escoamentos. As pedras a colocar no interior da caixa deverão ter diâmetro ligeiramente superior ao da malha de modo a ser mínima a percentagem de vazios.

Os colchões reno são estruturas retangulares caracterizadas pela sua grande superfície e pequena espessura. São formados por dois elementos separados, a base e a tampa, ambos produzidos com malha hexagonal de dupla torção (Avino, 2004). São subdivididos em células por diafragmas de parede dupla, espaçados em intervalos regulares (Maccaferri, 2010).

Os gabiões saco são estruturas cilíndricas com comprimento de 2 a 5 m. Este tipo de material permite diminuir a erosão no leito e nas margens de canais. São habitualmente colocados paralelamente ao sentido do escoamento e por vezes de modo a formarem degraus ao longo das margens ou mesmo em muros verticais. Os gabiões saco são muito utilizados para preencher zonas de erosão localizada em margens de rios e canais (Lemos, 2008).

Quando se refere a dissipação de energia através de gabiões, apenas se considera a utilização de gabiões caixa e colchões reno. Por esta razão não será abordado, no capítulo 5, o dimensionamento de gabiões saco.

Na Figura 3.10 apresenta-se um exemplo de aplicação de colchões reno num canal de drenagem com uma certa inclinação e na Figura 3.11 apresenta-se um exemplo de aplicação de escadas dissipadoras em gabiões caixa à saída de uma passagem hidráulica.



Figura 3.10: Exemplo de aplicação de colchões reno (extraído de Maccaferri, 2010)



Figura 3.11: Exemplo de aplicação de gabiões caixa (extraído de Maccaferri, 2010)

3.3.5 BACIA DE DISSIPACÃO POR IMPACTO

As bacias de dissipação por impacto, como o nome indica, são estruturas em que a energia é dissipada através do impacto num bloco ou em blocos defletores.

Deste tipo de estruturas destaca-se a bacia Tipo VI, desenvolvida pelo USBR, apresentada em Peterka (1984). Na Figura 3.12 apresenta-se um exemplo da aplicação da bacia de dissipação por impacto Tipo VI.



Figura 3.12: Exemplo de uma bacia de dissipação por impacto Tipo VI à saída de uma passagem hidráulica (extraído de FEMA, 2010)

3.3.5.1 CONDIÇÕES DE APLICABILIDADE

As bacias de dissipação por impacto são utilizadas à saída de aquedutos em pressão e em canais abertos na drenagem longitudinal da via de comunicação (Peterka, 1984). No caso de serem colocadas à saída de passagens hidráulicas, a secção desta deverá ser circular ou aproximadamente quadrangular (Ramos, 2010).

Estas estruturas não apresentam restrições relativamente à altura de água a jusante, para o desempenho satisfatório, porém, estudos realizados por Peterka (1984) revelam que o melhor resultado em termos de dissipação de energia é obtido quando a altura de água a jusante se aproxima, mas não excede, metade da altura do bloco defletor. A altura de água a jusante não deve ser elevada, uma vez que obriga o escoamento a passar por cima do defletor, não colidindo neste, o que faz com que este elemento de impacto deixe de exercer a sua função.

A velocidade de escoamento não deve ser superior a 9 m/s, podendo em situações excecionais e em períodos curtos atingir 15 m/s. A velocidade é limitada a este valor de modo a evitar danos na estrutura em resultado da ação da cavitação ou do impacto do escoamento (Ramos, 2010; Beichley, 1978).

A bacia de dissipação por impacto está limitada a descargas de $11 \text{ m}^3/\text{s}$. Para valores superiores a este é recomendado o uso de mais do que uma bacia, colocadas lado a lado (FEMA, 2010).

Relativamente ao número de Froude, recomenda-se que seja no máximo 10 (Beichley, 1978) e no mínimo 1,1 (FEMA, 2010).

3.3.5.2 DISSIPACÃO DE ENERGIA

O elemento chave para a dissipação de energia das estruturas por impacto é o defletor de suspensão vertical, colocado à frente da secção de saída da passagem hidráulica ou do canal de drenagem, sendo constituído basicamente por uma viga transversal com secção em “L” invertido.

Nestas bacias de dissipação, a maior parte da energia do escoamento é dissipada por impacto do escoamento contra o defletor de suspensão vertical e a restante por ação dos turbilhões que se formam após o impacto (Ramos, 2010).

A dissipação de energia é conseguida por meio da turbulência criada pela perda da quantidade de movimento, através do impacto introduzido pelo defletor e pela alteração do sentido do escoamento. Com elevado escoamento é conseguida uma maior dissipação, pois a água acumula-se por trás do defletor formando uma zona de remanso altamente turbulento. O escoamento é redirecionado sob o defletor para a bacia e para o canal de receção e a soleira terminal da bacia distribui o escoamento sobre toda a sua largura, permitindo que o escoamento se espalhe uniformemente ao longo do canal melhorando a ação de dissipação (FEMA, 2010; Pataki, 2005).

3.3.5.3 CARACTERÍSTICAS GERAIS

A bacia de dissipação por impacto é uma estrutura em betão, em forma de caixa e com soleira horizontal, constituída por um defletor de suspensão vertical e uma soleira terminal. Esta estrutura poderá também ser constituída por blocos adicionais colocados na soleira da bacia.

De forma a obter um funcionamento adequado, algumas considerações devem ser tomadas nomeadamente quanto à localização e dimensões do defletor, da soleira terminal e do canal de chegada à bacia.

A altura do defletor não deve ser menor do que a altura da passagem hidráulica de modo a evitar que o escoamento passe por cima do defletor. O canal de entrada deve ser alinhado verticalmente com o defletor e a soleira do canal não deve ser mais baixa que a parte inferior do defletor.

A altura da soleira terminal deve ser igual à distância entre a parte inferior do defletor e a soleira da bacia, ou seja, alinhada com a soleira do canal de entrada na bacia, para permitir a formação de

remanso (FEMA, 2010). No caso de se utilizarem blocos adicionais, colocados na soleira da bacia, a altura da soleira terminal será reduzida, sendo determinada em função da largura da bacia.

A montante da bacia, o canal de chegada deverá ter uma inclinação inferior a 27%. Para o caso de canais com inclinação superior a este valor, que poderá ocorrer em descidas de taludes, é aconselhável que seja criado um troço horizontal, imediatamente a montante do dissipador, com uma extensão de pelo menos 4 vezes a largura do canal (Thompson, et al., 2006).

Se no canal de chegada ocorrer uma secção horizontal antes do dissipador, deve ser analisada a possibilidade de se formar um ressalto no interior desse troço de canal. Se tal acontecer, o escoamento pode dar-se com saída em secção cheia. Neste caso, recomenda-se uma abertura de ventilação no canal a montante do ressalto, cerca de 1/6 do diâmetro.

À saída da bacia, de modo a evitar erosões a jusante, é recomendado que a transição final seja através de muros de ala com uma inclinação de 45° e que seja colocada uma proteção adicional com enrocamento (FEMA, 2010).

3.3.6 BACIA DE DISSIPACÃO POR RESSALTO

O ressalto hidráulico é o fenómeno de escoamento rapidamente variado por meio do qual o regime rápido passa bruscamente para o regime lento. Esta mudança de regime de escoamento é acompanhada de turbulência e dissipação de energia (Ramos, 2010).

As alturas conjugadas são dois parâmetros do ressalto hidráulico, correspondente às alturas do escoamento imediatamente a montante, primeira altura conjugada (y_1), e a jusante do ressalto hidráulico, segunda altura conjugada (y_2). A passagem da altura conjugada y_1 para y_2 origina uma passagem da energia E_1 para E_2 .

A curva representada na Figura 3.13 representa uma possível relação entre as energias do escoamento em regime rápido e regime lento. No ponto de coordenadas (E_1 ; y_1) o escoamento encontra-se em regime rápido. Este regime mantém-se ao longo da curva, no sentido da direita para a esquerda, até atingir o ponto de abcissa mínima, correspondente ao escoamento crítico. A partir deste ponto a curva desloca-se novamente para a direita, até atingir o ponto com coordenadas (E_2 ; y_2) que corresponde ao regime lento (Sousa, 2011).

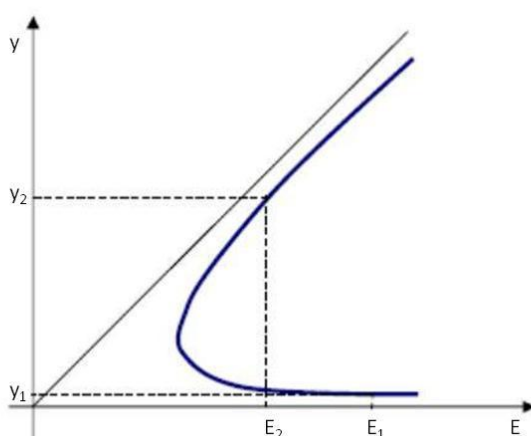


Figura 3.13: Energia específica em função da altura do escoamento (adaptado de Sousa, 2011)

A localização do ressalto hidráulico no interior de uma bacia de dissipação é conseguida se a altura de água a jusante for superior à altura de água da segunda altura conjugada. Se o nível natural a jusante for inferior, o ressalto deslocar-se-á para jusante, arrastando-se para fora da bacia. Por outro lado, deve evitar-se que o nível de água a jusante seja muito superior à altura de água da segunda altura conjugada, uma vez que nestas circunstâncias, regista-se um grau de submergência exagerado, com inconvenientes em relação ao comprimento do ressalto e à dissipação de energia (Ramos, 2010).

Como ordem de grandeza, não convém que o nível de água a jusante se situe a uma cota inferior à que resulta da soma do valor da cota da soleira da bacia com o valor de $1,1 y_2$. Caso não seja possível, a bacia de dissipação deve dispor de acessórios de modo a garantir a fixação do ressalto no interior da bacia de dissipação (Ramos, 2010).

Os acessórios que estas estruturas poderão conter, caso seja necessário, são uma combinação de blocos de queda, blocos de amortecimento e soleiras terminais, projetados para provocar um ressalto hidráulico em combinação com uma altura de água a jusante necessária, deixando uma velocidade adequada à velocidade admissível no canal de receção (Thompson, et al., 2006).

Uma vez que o ressalto hidráulico é um fenómeno que ocorre em escoamentos com superfície livre, as forças mais significativas que nele interagem são as forças gravíticas e de inércia. O número de Froude é o parâmetro adimensional que relaciona estas forças. Para certas gamas de número de Froude o ressalto hidráulico pode ser uma boa solução para a dissipação de energia.

De acordo com Peterka (1984) o ressalto pode ser classificado em função do número de Froude, da seguinte forma:

- $1,0 < F_r < 1,7$ – ressalto ondulado caracterizado por ondulações moderadas à superfície;
- $1,7 < F_r < 2,5$ – ressalto fraco ou pré-ressalto. São pouco eficazes na dissipação de energia;
- $2,5 < F_r < 4,5$ – ressalto oscilante que apresenta ondulações fortes. O ressalto poderá dar origem à formação de ondulações que se propagam para jusante, o que se poderá traduzir em erosões significativas no leito a jusante;
- $4,5 < F_r < 9,0$ – ressalto estável. Verifica-se turbulência dentro dos limites do ressalto e o escoamento a jusante não apresenta grandes ondulações. São os valores mais favoráveis.

Na drenagem de vias de comunicação é comum os números de Froude variarem entre 1,5 e 4,5 (Thompson, et al., 2006). Desta forma, a utilização de bacias de dissipação por ressalto fica condicionada a algumas estruturas de dissipação, não podendo algumas delas ser opção de escolha.

Das estruturas de dissipação de energia por ressalto pode-se referir as bacias apresentadas por Peterka, propostas pelo USBR, bacia Tipo USBR I, II, III, IV. Para além destas, existem também as bacias Tipo SAF (Saint Anthony Falls - Soil Conservation Service), PWD (Public Work Department - Austrália) e WES (Waterways Experiment Station - United States Army Corps of Engineers). As bacias Tipo USBR I, II, III não serão abordadas pois são utilizadas para números de Froude superiores aos que se verificam em drenagem de vias de comunicação, tendo estas maior aplicação na dissipação de energia em barragens.

3.3.6.1 BACIA DE DISSIPACÃO TIPO SAF

A bacia de dissipação do Tipo SAF baseia-se nos modelos de USBR e foi desenvolvida pelo Laboratório de Saint Anthony Falls, na Universidade de Minnesota. Na Figura 3.14 apresenta-se um exemplo de uma bacia de dissipação Tipo SAF.



Figura 3.14: Exemplo de uma bacia de dissipação Tipo SAF (extraído de FEMA, 2010)

3.3.6.1.1 CONDIÇÕES DE APLICABILIDADE

As bacias de dissipação Tipo SAF podem ser colocadas à saída de aquedutos e em canais de drenagem em rampa (Thompson, et al., 2006). São especialmente adequadas em situações de elevado desnível entre a descarga e o leito natural de receção a jusante (Mata-Lima, 2010).

Esta estrutura necessita de uma determinada altura de água a jusante, de modo a que o ressalto hidráulico se dê em condições satisfatórias. A altura de água a jusante deverá ser superior à altura de água da segunda altura conjugada do ressalto hidráulico (TDOT, 2010).

O seu uso é recomendado para números de Froude, à entrada do dissipador, entre 1,7 e 17 (Thompson, et al., 2006).

3.3.6.1.2 CARACTERÍSTICAS GERAIS

As bacias de dissipação Tipo SAF são estruturas em betão, construídas tipicamente abaixo do nível da passagem hidráulica/canal de drenagem. Esta bacia integra um conjunto de acessórios (blocos de queda e blocos de amortecimento) e uma soleira terminal, colocados estrategicamente para provocar um ressalto hidráulico em combinação com uma condição de altura de água a jusante (Thompson, et al., 2006).

A bacia de dissipação Tipo SAF é constituída por três zonas: zona de transição, zona da bacia propriamente dita e zona de saída. A zona de transição, imediatamente a jusante do aqueduto, é constituída por um canal com uma certa inclinação até à base da bacia. Os blocos de queda são colocados no final da zona de transição. A zona da bacia inicia imediatamente a jusante dos blocos de queda e termina após a soleira terminal. Nesta zona a soleira é horizontal e é nela que são colocados os blocos de amortecimento. A zona de saída faz a restituição da bacia com o leito natural e é nesta zona que é colocada a proteção com enrocamento.

Os blocos de amortecimento deverão ocupar cerca de 40% a 55% da largura da bacia. A adoção destes acessórios permite reduzir em cerca de 80% o comprimento da bacia. Assim, esta estrutura fornece um método económico de dissipar a energia, pois a redução da sua extensão através dos acessórios possibilita uma economia de espaço, uma vez que consegue dissipar energia do escoamento num espaço relativamente curto (Thompson, et al., 2006).

Ensaio realizados por George (1978), em bacias de dissipação Tipo SAF, revelaram que o escoamento turbulento pode continuar a jusante da soleira terminal e que parte da dissipação de energia pode não ocorrer. Desta forma, deve ser colocado a jusante destas bacias uma proteção com enrocamento adequada de modo a evitar erosões no canal natural.

O dimensionamento implica a determinação das características geométricas da bacia, nas quais se incluem o comprimento, largura, dimensões dos acessórios, definição da cota da soleira da bacia de dissipação.

A cota da soleira da bacia poderá ser condicionante no seu desempenho. Deve ser determinada de modo a criar uma depressão na estrutura, através da qual é possível diminuir a altura de água e aumentar a velocidade do escoamento na zona de transição e desta forma favorecer o ressalto hidráulico.

As paredes laterais da bacia podem ser paralelas ou divergentes de forma a proporcionar uma transição entre a largura da bacia e a largura do canal de drenagem (TDOT, 2010). No caso de paredes paralelas a bacia não é alargada e a largura será a mesma ao longo da sua extensão. Por outro lado, se as paredes forem divergentes a largura da bacia aumentará.

À saída, a bacia deverá ser constituída por muros de ala. A sua melhor orientação será com uma inclinação de 45° em relação à linha central da bacia de dissipação, prolongando-se com essa orientação até encontrar os taludes do canal a jusante (Mata-Lima, 2010). O topo dos muros de ala deverá ter uma inclinação de 1:1 (H:V) (Thompson, et al., 2006).

3.3.6.2 BACIA DE DISSIPACÃO TIPO PWD

A bacia de dissipação Tipo PWD foi desenvolvida pelo Public Works Department (Departamento de Obras Públicas), na Austrália. Na Figura 3.15 apresenta-se um exemplo de uma bacia de dissipação Tipo PWD.



Figura 3.15: Exemplo de uma bacia de dissipação Tipo PWD (extraído de FEMA, 2010)

3.3.6.2.1 CONDIÇÕES DE APLICABILIDADE

As bacias de dissipação Tipo PWD são utilizadas a jusante de passagens hidráulicas. A sua aplicação tem como condicionantes a geometria e o tamanho da passagem hidráulica, as cargas

hidráulicas³, a velocidade média do escoamento e o número de Froude à saída da passagem hidráulica.

Para aplicação desta solução, a secção das passagens hidráulicas deverá ser circular e com diâmetros compreendidos entre 0,45 m e 1,85 m. As cargas hidráulicas deverão ser inferiores a três vezes o diâmetro do aqueduto (Martins, 2000; Ramos, 2005).

A velocidade máxima admissível está relacionada com o diâmetro da passagem hidráulica, ou seja, deverá ser inferior ao valor definido pela expressão (3.3).

$$V_o < 2\sqrt{gD} \quad (3.3)$$

Sendo,

V_o – velocidade à saída da passagem hidráulica (m/s);

g – aceleração da gravidade (9,81 m/s²);

D – diâmetro da passagem hidráulica (m).

A escolha deste dissipador de energia também é condicionada pelo número de Froude, que deverá ser inferior a 2 (FEMA, 2010). Uma vez que a dissipação de energia é conseguida através de um ressalto hidráulico, deverá ser considerada uma altura de água a jusante superior à segunda altura conjugada do ressalto.

3.3.6.2.2 CARACTERÍSTICAS GERAIS

A bacia de dissipação Tipo PWD apresenta uma geometria relativamente simples, dispensando blocos de queda e de amortecimento, incluindo apenas uma soleira terminal. Todas as dimensões da estrutura são definidas em função do diâmetro do aqueduto.

A soleira da bacia está a uma cota inferior em relação à conduta, cerca de metade do diâmetro desta. A bacia é composta por paredes laterais com uma inclinação de 17° em relação ao eixo da conduta. É recomendado que o comprimento total da bacia seja igual 4 vezes o diâmetro da passagem hidráulica, o que quer dizer que a sua largura será aproximadamente igual a 3,45 vezes o diâmetro da conduta (Martins, 2000).

À saída da bacia de dissipação deverá ser colocado enrocamento de proteção, com uma extensão no mínimo, de 4 vezes o diâmetro da passagem hidráulica, ficando à mesma cota da soleira da conduta (Martins, 2000).

³ Energia específica em relação ao fundo do canal.

3.3.6.3 BACIA DE DISSIPACÃO TIPO WES

A bacia de dissipação Tipo WES foi desenvolvida pelo U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station. É semelhante à bacia Tipo PWD, diferindo apenas pelo facto das paredes laterais apresentarem ângulos de divergência menores e maior comprimento (Martins, 2000; Ramos, 2005).

3.3.6.3.1 CONDIÇÕES DE APLICABILIDADE

As condições de aplicabilidade deste tipo de estruturas podem considerar-se idênticas às da bacia de dissipação Tipo PWD, apresentadas no item 3.3.6.2.1.

3.3.6.3.2 CARACTERÍSTICAS GERAIS

As bacias de dissipação Tipo WES são constituídas por uma soleira horizontal, a uma cota inferior à soleira do aqueduto e por uma soleira terminal contínua. O valor do rebaixamento da soleira da bacia não é definido, sendo decidido em função das condições locais (Pinheiro, 2006).

No entanto, de acordo com Ramos (2005) a adoção de uma soleira terminal contínua, ou de um rebaixamento em relação à soleira do aqueduto, não apresenta vantagens.

As paredes laterais destas estruturas apresentam um ângulo de divergência de 8:1 (comprimento:largura). O comprimento é determinado em função do diâmetro da passagem hidráulica, sendo sugerido um valor de 5 vezes o diâmetro (Martins, 2000; Ramos, 2005).

À saída desta bacia deverá ser colocada uma proteção com enrocamento de modo a proteger o canal natural a jusante.

3.3.6.4 BACIA DE DISSIPACÃO TIPO IV

A bacia de dissipação Tipo IV é um órgão de dissipação por ressalto, proposto pelo USBR, utilizado para uma baixa gama de número de Froude.

3.3.6.4.1 CONDIÇÕES DE APLICABILIDADE

A bacia de dissipação Tipo IV é adequada para pequenos canais de drenagem e para a dissipação a jusante de aquedutos apenas com seções transversais retangulares (Peterka, 1984). A sua utilização está limitada a baixos números de Froude, na gama de 2,5 a 4,5 (Thompson, et al., 2006; Peterka, 1984).

Esta bacia requer alturas de água a jusante muito elevadas. Para valores baixos de número de Froude o ressalto é muito sensível à altura de água a jusante. Por esta razão, a altura de água a jusante deve ser 5% a 10% superior à altura conjugada do ressalto. O desempenho do ressalto é melhorado e a ação das ondas é diminuída se a altura de água a jusante for aumentada para cerca de 110% em relação à segunda altura conjugada do ressalto (George, 1978).

3.3.6.4.2 CARACTERÍSTICAS GERAIS

A bacia do Tipo IV é constituída por blocos de queda e uma soleira terminal contínua. A eficiência deste tipo de estruturas reside no efeito destes dispositivos que atenuam de forma significativa as ondulações formadas pelo ressalto.

Apesar de serem incluídos acessórios, o comprimento desta bacia é muito elevado. George (1978) recomenda que o comprimento da bacia seja igual ao de uma bacia de dissipação com ressalto livre. Por esta razão, e porque conduzem a comprimentos superiores ao da bacia Tipo SAF, estas bacias são pouco utilizadas (Martins, 2000; Mata-Lima, 2010).

As paredes laterais da bacia devem ser paralelas de modo a garantir desempenho do ressalto hidráulico (Thompson, et al., 2006).

3.3.7 BACIA DE DISSIPACÃO CONTRA COSTA

A bacia de dissipação de energia Contra Costa foi desenvolvida na Universidade da Califórnia, Berkeley, em conjunto com o Contra Costa County. Na Figura 3.16 apresenta-se um exemplo de uma bacia de dissipação Contra Costa à saída de um aqueduto.



Figura 3.16: Exemplo de uma bacia de dissipação Contra Costa à saída de um aqueduto (extraído de TxTDOT, 2014)

3.3.7.1 CONDIÇÕES DE APLICABILIDADE

A bacia de dissipação Contra Costa é utilizada a jusante de passagens hidráulicas e é aplicável a uma grande gama de diâmetros, não apresentando requisitos a nível de tamanhos nem de formas de secções transversais (Thompson, et al., 2006; Ramos, 2010).

Esta bacia é adequada para caso em que a altura de água à saída da passagem hidráulica é menor ou igual a metade da altura do aqueduto. Embora possa funcionar sem altura de água a jusante, o funcionamento desta bacia de dissipação melhora com a presença de altura de água a jusante (Thompson, et al., 2006).

É aconselhável para situações em que o número de Froude seja inferior a 3 (Thompson, et al., 2006; Mata-Lima, 2010).

3.3.7.2 DISSIPACÃO DE ENERGIA

A dissipação de energia na bacia Contra Costa é conseguida através do impacto do escoamento nos blocos de amortecimento e pela formação de um ressalto hidráulico.

3.3.7.3 CARACTERÍSTICAS GERAIS

A bacia de dissipação Contra Costa é uma estrutura colocada ao mesmo nível da soleira do aqueduto, tem forma trapezoidal devendo as paredes laterais ter uma inclinação de 1:1 e altura suficiente de modo a evitar o galgamento (Thompson, et al., 2006).

Esta bacia tem soleira horizontal e é constituída por dois blocos de amortecimento e uma soleira terminal, que constituem os elementos de dissipação. O primeiro bloco de amortecimento, localizado a montante do segundo bloco de amortecimento, apresenta dimensões menores em relação ao segundo bloco de amortecimento.

O dimensionamento desta estrutura de dissipação baseia-se na relação entre a distância de saída do aqueduto ao segundo bloco e a altura deste bloco. Esta relação deverá ser entre 2,5 a 7, sendo o valor recomendado, sob o ponto de vista de funcionamento hidráulico, de 3,5 (Thompson, et al., 2006).

De facto, o dimensionamento desta bacia é condicionado por esta relação. A adoção de valores menores conduz a valores maiores para a altura do segundo bloco, para a distância entre o segundo bloco e a soleira terminal e para altura de água máxima dentro da bacia. Apenas o valor da distância entre a saída do aqueduto e o segundo bloco de amortecimento é menor.

Apesar do valor de 3,5 para a relação referida conduzir a melhores resultados, poderá haver necessidade de se admitir outro valor, uma vez que deverá verificar-se uma determinada condição, isto é, a relação entre a altura do segundo bloco e a altura de água equivalente⁴ deverá ser maior do que 1.

A largura da bacia é constante ao longo da sua extensão e é definida em função da largura do canal natural de jusante, satisfazendo o princípio de que a largura da bacia deverá ser superior à largura da passagem hidráulica. No caso do canal a jusante não apresentar condicionantes, a largura da estrutura deve ser 3 vezes a largura do aqueduto (Ramos, 2010).

3.3.8 BACIA DE DISSIPACÃO POR QUEDA

As bacias de queda, como o nome indica, aproveitam uma queda abrupta para dissipar a energia. Estas estruturas podem variar de uma bacia em betão simples para uma estrutura em betão com obstruções no escoamento provocadas por blocos defletores e soleiras terminais.

3.3.8.1 BACIA DE DISSIPACÃO POR QUEDA SIMPLES

A bacia dissipação por queda simples consiste num vertedouro, com determinada altura, seguido por uma estrutura com soleira horizontal. Na Figura 3.17 apresenta-se um exemplo de uma estrutura deste tipo.



Figura 3.17: Exemplo de uma bacia de dissipação por queda simples (extraído de Precon)

⁴ Este parâmetro será explicado no item 5.1.

3.3.8.1.1 CONDIÇÕES DE APLICABILIDADE

As estruturas de queda são utilizadas em situações em que a linha de água natural apresenta inclinação elevada e não são usadas para a dissipação a jusante de passagens hidráulicas (Mata-Lima, 2010).

Estas bacias são adequadas para situações em que o escoamento apresenta regime lento a montante, ou seja, o número de Froude é inferior a 1 (Thompson, et al., 2006; Mata-Lima, 2010).

De acordo com Thompson, et al. (2006) as estruturas de queda são consideradas nos casos de altas quedas. A classificação de forma quantitativa é definida através do número de queda (N_q) e da queda relativa q_r . São consideradas altas quedas nos casos em que N_q é menor do que 1 e q_r é maior que 1.

O número de queda é dado pela expressão (3.4).

$$N_q = \frac{q^2}{gh_o^3} \quad (3.4)$$

Em que,

N_q – número de queda (-);

q – caudal unitário ($m^3/s/m$);

g – aceleração da gravidade ($9,81 m/s^2$);

h_o – altura de queda (m).

A queda relativa é definida pela expressão (3.5).

$$q_r = \frac{h_o}{y_c} \quad (3.5)$$

Sendo,

q_r – queda relativa (-);

h_o – altura de queda (m);

y_c – altura crítica do escoamento (m), determinada pela expressão (3.6).

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (3.6)$$

3.3.8.1.2 DISSIPACÃO DE ENERGIA

A dissipação de energia nas estruturas de queda é conseguida através de uma queda vertical abrupta, do impacto do escoamento na soleira da bacia e pela formação de um ressalto hidráulico a jusante da queda (Ramos, 2010).

Ao passar a crista do vertedouro, com altura crítica, o escoamento sofre uma queda abrupta, passando de regime lento a regime rápido. Após o impacto na soleira da bacia, o escoamento sofre um ressalto hidráulico, passando novamente, a regime lento (Thompson, et al., 2006).

3.3.8.1.3 CARACTERÍSTICAS GERAIS

As bacias de queda são usadas no controlo da velocidade de escoamento e dissipação de energia, essencialmente em situações em que a linha de água natural tem uma inclinação muito acentuada. Através da colocação da estrutura de queda é possível alterar um troço diminuindo a inclinação, passando o canal a ser constituído por uma série de declives suaves e quedas verticais. Desta forma, estas estruturas controlam a inclinação do canal, de tal modo que as elevadas velocidades, que provocariam a erosão, não se desenvolvem (Thompson, et al., 2006).

As estruturas de queda simples são constituídas por duas zonas. A primeira corresponde ao impacto do escoamento proveniente da queda e a segunda à formação do ressalto hidráulico.

Estas estruturas exigem que seja assegurada a entrada de ar para a face inferior da veia líquida, isto é, uma zona arejada sob o jato após a queda abrupta, de forma a evitar a formação de depressões na zona entre o jato e a parede vertical onde se dá a queda (Ramos, 2010).

No dimensionamento desta estrutura, é essencial garantir que o comprimento da bacia de dissipação é suficiente para que o ressalto hidráulico ocorra no seu interior. Segundo Ramos (2005) a fixação do ressalto hidráulico no interior da bacia de dissipação de energia pressupõe que a altura de água no final do ressalto, correspondente à segunda altura conjugada, não deve ser superior à altura de água a jusante da bacia. No entanto, segundo Thompson, et al. (2006) poderão ocorrer três situações, descritas de seguida, tendo cada uma delas determinadas consequências no ressalto hidráulico. Este aspeto é fundamental, pois poderá ser necessário alterar as dimensões da estrutura.

- No caso da altura de água a jusante ser superior à segunda altura conjugada, o ressalto hidráulico será submerso e o comprimento da bacia poderá necessitar de ser aumentado.

- No caso da altura de água a jusante ser aproximadamente igual à segunda altura conjugada, o ressalto hidráulico tem início na primeira altura conjugada, como é previsto, e a bacia não necessitará de alterações.
- Por fim, no caso da altura de água a jusante ser menor do que a segunda altura conjugada, o ressalto hidráulico será arrastado para jusante e a bacia não funcionará. Neste caso, é necessário modificar a bacia de forma a forçar que o ressalto hidráulico ocorra no interior da bacia.

Neste último caso, objetivo de conseguir a fixação do ressalto no interior da bacia poderá ser alcançado através da colocação de blocos de amortecimento e uma soleira terminal na base da bacia, através da adoção de uma estrutura de dissipação por queda com blocos, apresentada de seguida.

3.3.8.2 BACIA DE DISSIPAÇÃO POR QUEDA COM BLOCOS

A bacia de dissipação por queda com blocos foi desenvolvida pelo Agricultural Research Service, St. Anthony Falls Hydraulic Laboratory, Universidade de Minnesota. Na Figura 3.18 apresenta-se um exemplo de uma estrutura de queda com blocos.



Figura 3.18: Exemplo de uma bacia de dissipação por queda com blocos (extraído do Arquivo Aliso Creek Waterfall)

3.3.8.2.1 CONDIÇÕES DE APLICABILIDADE

Para além das condições de aplicabilidade apresentadas no item 3.3.8.1.1, as estruturas de quedas com acessórios apresentam ainda outras limitações à sua aplicação, de forma a alcançar um bom desempenho.

Este tipo de estrutura poderá ser aplicada se a altura de queda for inferior a 4,6 m, se existir uma determinada altura de água a jusante, se a queda relativa estiver entre 1,0 e 15 e se a largura da crista do vertedouro for maior do que $1,5y_c$ (Thompson, et al., 2006).

A altura de água a jusante deverá ser igual ou superior à segunda altura conjugada do ressalto de modo a garantir a fixação do ressalto no interior da bacia, caso contrário o ressalto hidráulico avançará para jusante (Ramos, 2005).

3.3.8.2.2 DISSIPACÃO DE ENERGIA

Como foi referido anteriormente, nas estruturas de queda a dissipação de energia é conseguida através da queda vertical e do ressalto hidráulico formado na bacia de dissipação. As estruturas de queda com blocos têm a particularidade, de através dos blocos de amortecimento e da soleira terminal, o ressalto hidráulico ser forçado de modo a permitir a diminuição do comprimento da estrutura.

3.3.8.2.3 CARACTERÍSTICAS GERAIS

Este tipo de bacia é uma variante da estrutura de queda simples. É constituída por uma determinada altura de queda, por blocos de amortecimento colocados na soleira da bacia e por uma soleira terminal. Os blocos de amortecimento deverão ocupar cerca de 50% a 60% da largura total da bacia (Merkley, 2004).

Esta estrutura funciona com o mesmo critério que as estruturas de queda simples, tendo a particularidade, como foi já referido, dos acessórios forçarem o ressalto hidráulico e permitirem reduzir o comprimento da bacia e dissipar a energia num espaço mais curto.

A altura de água a jusante influencia a quantidade de energia dissipada. É de referir que o comprimento da bacia para um determinado nível mínimo de altura de água a jusante, fornecendo um bom desempenho, poderá ser inadequada em níveis elevados de altura de água a jusante (Thompson, et al., 2006).

No dimensionamento desta estrutura é necessário ter ainda em consideração alguns aspetos de modo a garantir o funcionamento adequado da estrutura. A altura de água na secção de jusante da bacia deverá ser superior a $2,15y_c$. Caso se verifique que é inferior, as dimensões da estrutura deverão ser alteradas. Nestas situações é necessário aumentar a largura da estrutura, o que diminuirá a altura crítica do escoamento, ou aprofundar a soleira da bacia aumentando a altura de queda e a altura de água na secção de jusante da bacia.

Tal como acontece com as estruturas de queda simples, deve ser assegurada uma zona arejada, sob o escoamento e imediatamente após a queda, de forma a que o escoamento não se dê “colado” à parede vertical de queda. Desta forma, é necessário que a altura de água a jusante seja inferior à altura da crista do vertedouro (Thompson, et al., 2006).

3.3.9 ESTRUTURAS COM MACRORRUGOSIDADES – RAMPA COM BLOCOS

As rampas com blocos são estruturas com macrorrugosidades estudadas por Peterka e correspondem às bacias Tipo IX propostas pelo USBR. Na Figura 3.19 apresenta-se um exemplo de uma estrutura constituída por uma rampa com blocos.



Figura 3.19: Exemplo de uma estrutura com macrorrugosidades – Rampa com blocos (extraído de USDA, 1981)

3.3.9.1 CONDIÇÕES DE APLICABILIDADE

As rampas com blocos são utilizadas na dissipação de energia do escoamento na drenagem longitudinal e a jusante de uma passagem hidráulica, quando se pretende vencer grandes desníveis, ou seja, em situações em que existe uma grande diferença de cotas entre a saída do canal ou da conduta e o canal de restituição. Este dissipador poderá ser aplicado a jusante de uma passagem hidráulica mas não deverá ser responsável pela redução da velocidade do escoamento imediatamente à saída desta.

Estas estruturas com macrorrugosidades têm sido adotadas com muita frequência em diversos sistemas de drenagem de águas pluviais (Ramos, 2005). No entanto, apresentam algumas condicionantes de aplicação a nível da declividade, número de Froude e velocidade do escoamento de aproximação à rampa.

De acordo com Thompson, et al. (2006) a rampa deve ter declive inferior a 1:2, mas por outro lado, superior a 1:4. O número de Froude no topo da rampa deverá ser menor que 1, ou seja, ao aproximar-se da estrutura o regime do escoamento deverá ser lento.

O caudal descarregado deve ser inferior ou igual a $5,6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, sendo que Tomaz (2010) refere que os melhores desempenhos ocorrem para vazões de $3,35 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ a $5,6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

A velocidade de aproximação, ou seja, a velocidade de entrada na rampa, deve ser relativamente baixa, ou seja, deverá ser inferior a $0,5\sqrt[3]{gq}$ segundo Ramos (2005) e inferior a $\sqrt[3]{gq} - 1,5$ de acordo com Thompson, et al. (2006).

As rampas com blocos são particularmente vantajosas quando o nível de água a jusante é, para cada caudal, variável (Ramos, 2010). Esta estrutura com blocos produz velocidades, na parte inferior da rampa, menores do que 1/3 da velocidade crítica e funcionam satisfatoriamente com ou sem altura de água a jusante (Thompson, et al., 2006). Apesar de não necessitarem de altura de água a jusante para serem eficazes, o leito do canal à saída da estrutura sofre menos erosão quando se forma um colchão de água imposto pela água a jusante.

A rampa com blocos não é aconselhável em situações onde se preveja que o escoamento transporta objetos de dimensões significativas que possam ficar retidos nos blocos, prejudicando o desempenho da estrutura (Ramos, 2010; Tomaz, 2010).

3.3.9.2 DISSIPACÃO DE ENERGIA

A dissipação de energia é conseguida através dos sucessivos impactos do escoamento nos blocos colocados ao longo da rampa dispostos em filas, cujos espaçamentos se encontram desfasados com os das filas anteriores e seguintes, evitando assim a aceleração do escoamento na rampa (Figueiredo, 2010).

3.3.9.3 CARACTERÍSTICAS GERAIS

Peterka (1984) descreve este tipo de dissipador de energia como um canal que faz uso de elementos de rugosidade, designados como blocos defletores, que perturbam o padrão de escoamento. O escoamento passa por cima e em torno dos blocos defletores e a sua velocidade diminui à medida que se aproxima de cada bloco e acelera depois de o passar e à medida que se aproxima da linha de blocos seguinte.

A rampa com blocos não é uma estrutura para reduzir a velocidade do escoamento imediatamente à saída de uma passagem hidráulica, em vez disso destina-se a evitar a aceleração do escoamento durante uma queda vertical. Ao colocar a primeira fila de blocos defletores próxima do topo da rampa até à parte inferior, os blocos defletores evitam a aceleração do escoamento, independentemente da altura de queda (Thompson, et al., 2006).

Os blocos defletores são colocados na rampa de forma desfasada, entre filas sucessivas, permitindo evitar a aceleração excessiva do escoamento, levando a um escoamento com uma velocidade aproximadamente constante entre duas filas consecutivas de blocos. Caso isto se verifique, pode-se, embora de forma não rigorosa, designar-se o escoamento como “uniforme”. De modo a ser obtido o referido escoamento “uniforme” serão necessárias no mínimo quatro filas de blocos (Figueiredo, 2010).

Como foi referido anteriormente, a velocidade de aproximação à rampa é um critério de aplicabilidade. As velocidades perto ou acima da velocidade crítica tendem a fazer com que o escoamento seja projetado para o ar, após embater na primeira fila de defletores, e saltar as duas ou três primeiras filas de blocos.

Nos casos em que se preveja que a velocidade de aproximação poderá ultrapassar o que foi definido anteriormente, poderão ser adotadas estratégias que permitem reduzir a velocidade de aproximação. Assim, são criadas estruturas de controlo das condições de montante, através do controlo por soleira e do controlo por estrangulamento, apresentadas na Figura 3.20a e Figura 3.20b. Nos casos em que não seja necessário o controlo das condições a montante é sugerido o uso da solução apresentada na Figura 3.20c, que reduz a formação de irregularidades do escoamento à entrada da rampa.

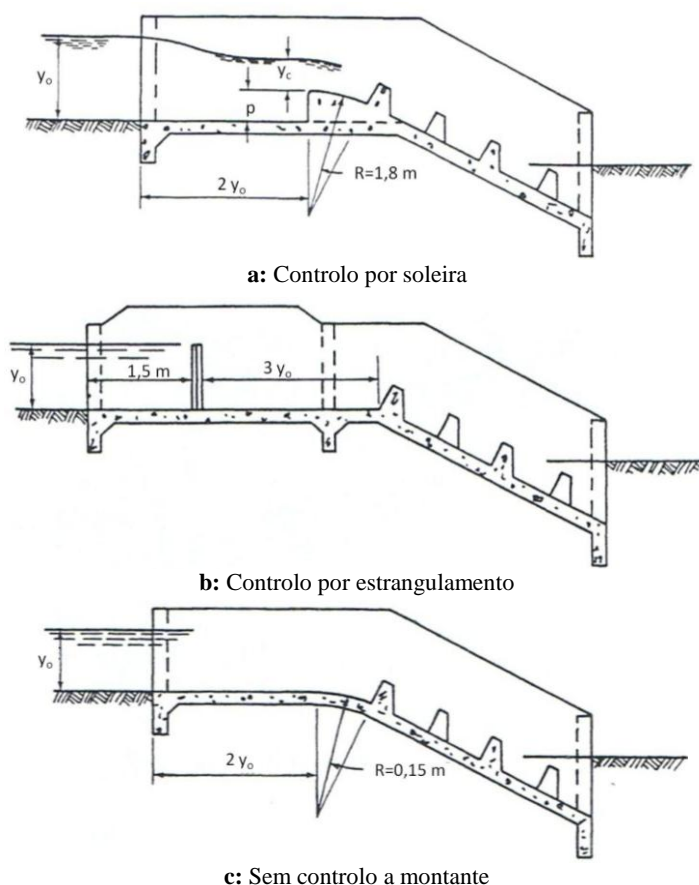


Figura 3.20: Tipos de estruturas de entrada numa rampa com blocos (adaptado de Ramos, 2005)

A jusante da rampa com blocos deverá ser colocada uma proteção com enrocamento, de modo a evitar erosões no leito natural de receção (Figueiredo, 2010).

3.3.10 ESTRUTURAS COM MACRORRUGOSIDADES – RAMPA COM TRAVESSAS

A estrutura com travessas é semelhante à estrutura com blocos. No entanto, a estrutura com travessas é constituída por elementos transversais, colocados na soleira do canal, dimensionados de modo a criar um regime de escoamento em quedas sucessivas (Ramos, 2010). Na Figura 3.21 apresenta-se um exemplo de uma rampa com travessas.



Figura 3.21: Exemplo de uma estrutura com macrorrugosidades – Rampa com travessas (extraído de Ramos, 2010)

3.3.10.1 CONDIÇÕES DE APLICABILIDADE

Para a utilização desta solução, o canal deverá ter no máximo um declive de 1:1,23 (39°), sendo aconselhável que seja igual 1:2 (Khatsuria, 2005).

À semelhança do que acontece com a rampa com blocos, a rampa com travessas não deve ser utilizada em situações onde se preveja material sólido com dimensões significativas que colmatem as travessas (Martins, 2000).

3.3.10.2 DISSIPACÃO DE ENERGIA

As travessas deverão ser dimensionadas e espaçadas de forma a dar origem a um tipo de escoamento designado por escoamento em quedas sucessivas, que consiste numa série de ressaltos hidráulicos em que o escoamento oscila de regime lento para rápido e em seguida, através de um ressalto, de volta para o regime lento à medida que passa cada um dos elementos de rugosidade.

O escoamento em quedas sucessivas é uma condição de escoamento quase crítico onde a energia específica é mantida no seu nível mínimo. A velocidade à saída da rampa é aproximadamente igual à velocidade crítica, podendo esta ser tratada com segurança por uma bacia de dissipação de pequena dimensão (Khatsuria, 2005).

A dissipação de energia é conseguida pelos elementos transversais colocados na estrutura, sendo a eficiência deste dispositivo dependente da altura e do espaçamento das travessas que asseguram a sucessão de ressaltos hidráulicos, como descrito anteriormente (Khatsuria, 2005).

3.3.10.3 CARACTERÍSTICAS GERAIS

Os elementos de rugosidade, colocados na soleira do canal, poderão ter secção quadrada, sendo contínuos transversalmente ao longo do canal, ou ter forma cúbica, com cubos alternados em linhas adjacentes, como se apresenta na Figura 3.22 (Khatsuria, 2005).

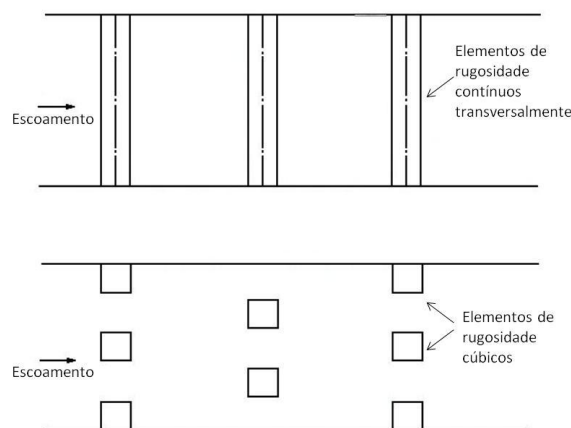


Figura 3.22: Disposição dos elementos de rugosidade em estruturas com macrorrugosidades – Rampas com travessas (adaptado de Khatsuria, 2005)

As travessas deverão ser colocadas ao longo de todo o canal em rampa. No entanto, por questões económicas poderá não ser viável esta situação. Desta forma, são recomendadas no mínimo 5 filas de elementos transversais, colocadas na extremidade de jusante do canal, devendo ser antecedidas por um único elemento de maiores dimensões que estabelece um grande ressalto hidráulico. A combinação deste elemento de maiores dimensões e os 5 elementos seguintes são suficientes para estabelecer o escoamento em quedas sucessivas (Khatsuria, 2005).

3.3.11 ESTRUTURA DE DISSIPACÃO COM DEGRAUS

A estrutura de dissipação com degraus consiste num canal com degraus, podendo estes ser construídos em betão ou em gabiões revestidos com argamassa. Estas estruturas poderão ser também designadas por escadas hidráulicas ou por escadas dissipadoras.

A Figura 3.23 e a Figura 3.24 apresentam, respetivamente, um exemplo de uma estrutura com degraus, a jusante de uma passagem hidráulica e em descida de talude.



Figura 3.23: Exemplo de uma estrutura de dissipação por degraus a jusante de uma passagem hidráulica (junho 2014, acervo da autora)



Figura 3.24: Exemplo de uma estrutura de dissipação por degraus numa descida de talude (cedida pelo Engenheiro António Calixto)

3.3.11.1 CONDIÇÕES DE APLICABILIDADE

A estrutura de dissipação por degraus poderá ser utilizada na drenagem de descida de taludes e à saída de passagens hidráulicas quando a jusante destas existe uma diferença significativa de cotas entre a saída do aqueduto e o canal de restituição, ajudando no vencimento de desníveis.

Estas estruturas admitem inclinações até 55° (Tomaz, 2011). As recomendações relativamente ao caudal de entrada na estrutura diferem significativamente, consoante os autores. De acordo com Ramos (2010) o causal unitário deverá ser inferior a $16 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, segundo Raimundo (2007) deverá ser inferior a $12 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Por outro lado, Tomaz (2011) recomenda caudais inferiores a $8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

A utilização de gabiões em estruturas com degraus tem como condicionante a velocidade do escoamento, que deverá ser inferior a 4 m/s . Esta limitação é imposta por questões estruturais, uma vez que velocidades superiores podem provocar problemas de erosão e fadiga do material, podendo provocar instabilidade na estrutura (Ferreira, 2009). A sua eficiência é limitada a caudais unitários de $3 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, a desníveis de 5 m e declividade máxima de 1:1 (Raimundo, 2007).

3.3.11.2 DISSIPACÃO DE ENERGIA

Nas estruturas de dissipação com degraus, a queda total do escoamento é dividida num conjunto de pequenas quedas, sendo a dissipação de energia resultante de zonas turbilhonares em cada degrau (Ramos, 2010).

Nestas estruturas poder-se-ão desenvolver 3 tipos de escoamentos, designados por escoamento em quedas sucessivas, escoamento de transição e escoamento sobre turbilhões, sendo o primeiro já referido na estrutura de rampa com travessas. A definição dos escoamentos é influenciada pelo caudal de descarga e pela inclinação da estrutura.

O escoamento em quedas sucessivas processa-se através de uma sequência de quedas, onde a dissipação de energia é conseguida pela quebra do escoamento, pelo choque com os degraus e formação de ressaltos em cada degrau (Ramos, 2010; Raimundo, 2007).

O escoamento deslizante sobre turbilhões cria uma circulação fechada de fluido, formando vórtices de eixo horizontal entre os degraus. A dissipação de energia é conseguida através destes vórtices (Ramos, 2010; Raimundo, 2007).

O escoamento de transição é o regime intermédio entre o escoamento em quedas sucessivas e o escoamento deslizante sobre turbilhões. Este tipo de escoamento deve ser evitado uma vez que o seu comportamento é difícil de prever (Tomaz, 2011).

3.3.11.3 CARACTERÍSTICAS GERAIS

A estrutura com degraus consiste num canal aberto com uma série de quedas. Segundo Raimundo (2007) esta é a solução mais utilizada na dissipação de energia para obras de macrodrenagem, pela facilidade construtiva e viabilidade económica.

Como já foi referido anteriormente, o escoamento numa estrutura com degraus poder-se-á processar de 3 formas.

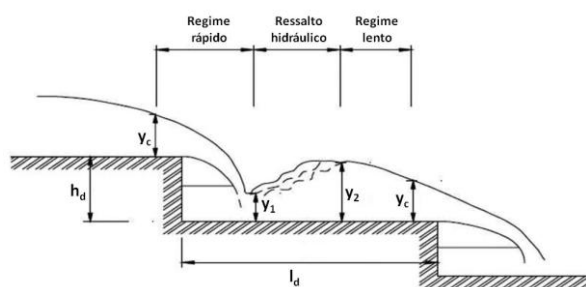
- O escoamento em quedas sucessivas;
- O escoamento de transição;
- O escoamento deslizante sobre turbilhões.

O regime em quedas sucessivas ocorre quando o escoamento apresenta valores baixos de caudal e a estrutura tem pequeno declive (Ramos, 2010). Este tipo de regime ocorre quando o caudal unitário é inferior a $2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (Raimundo, 2007) e processa-se em lâmina livre, verificando-se a existência de uma bolsa de ar em cada degraus (Ramos, 2010).

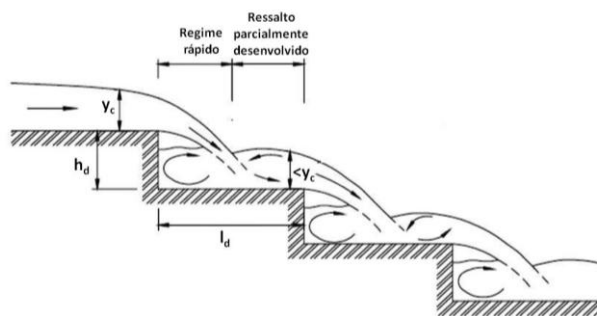
Este tipo de escoamento pode ser subdividido em 3 subtipos diferentes (Ferreira, 2009).

- Escoamento em quedas sucessivas com impacto total do jato e formação de ressalto hidráulico na soleira do degrau. Neste subtipo, o regime crítico é atingido na secção de jusante de cada degrau, exceto no último degrau da estrutura (Figura 3.25a);

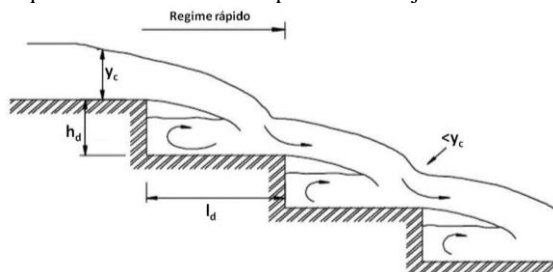
- Escoamento em quedas sucessivas com impacto total do jato sem formação de ressalto hidráulico na soleira do degrau. Neste subtipo, o escoamento na secção de jusante de cada degrau processa-se em regime rápido (Figura 3.25b);
- Escoamento em quedas sucessivas com impacto parcial do jato na soleira do degrau. Neste subtipo, o escoamento também ocorre sempre em regime rápido a partir do primeiro degrau (Figura 3.25c).



a: Escoamento em quedas sucessivas com impacto total do jato e formação de ressalto hidráulico



b: Escoamento em quedas sucessivas com impacto total do jato sem formação de ressalto hidráulico



c: Escoamento em quedas sucessivas com impacto parcial do jato na soleira do degrau

Figura 3.25: Escoamento em quedas sucessivas em estruturas com degraus (extraído de Ferreira, 2009)

O escoamento deslizante sobre turbilhões ocorre quando o escoamento apresenta caudais mais elevados, superiores a $4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (Raimundo, 2007). Neste regime de escoamento, a água escoava pela soleira em degraus como uma massa coerente e contínua, formando-se uma camada superior pela qual grande parte do escoamento passa. Sob esta camada e em cada degrau processa-se uma circulação fechada do fluido, formando-se vórtices de recirculação (Ferreira, 2009; Ramos, 2010).

Este escoamento pode também ser subdividido em 3 subtipos diferentes (Ferreira, 2009).

- Escoamento com recirculação instável com interferência esteira⁵-degrau. Ocorre em situações em que as estruturas apresentam inclinações baixas e os degraus são alongados. O escoamento é caracterizado pelo impacto da esteira no degrau seguinte. Este impacto causa recirculação instável na esteira e não permite a formação de vórtices estáveis (Figura 3.26a);
- Escoamento com recirculação instável com interferência esteira-esteira. Ocorre em situações em que a inclinação é maior e os degraus são menos alongados. A esteira causada pelo escoamento tem influência diretamente sobre a esteira formada pelo degrau de jusante (Figura 3.26b);
- Escoamento com recirculação estável. Ocorre em situações onde a inclinação é muito elevada. A reduzida dimensão das cavidades de recirculação proporciona condições para a formação de vórtices estáveis abaixo do pseudo-fundo (Figura 3.26c).

⁵ Região em que o fluido apresenta movimento turbilhonar e que ocorre na cavidade do degrau.

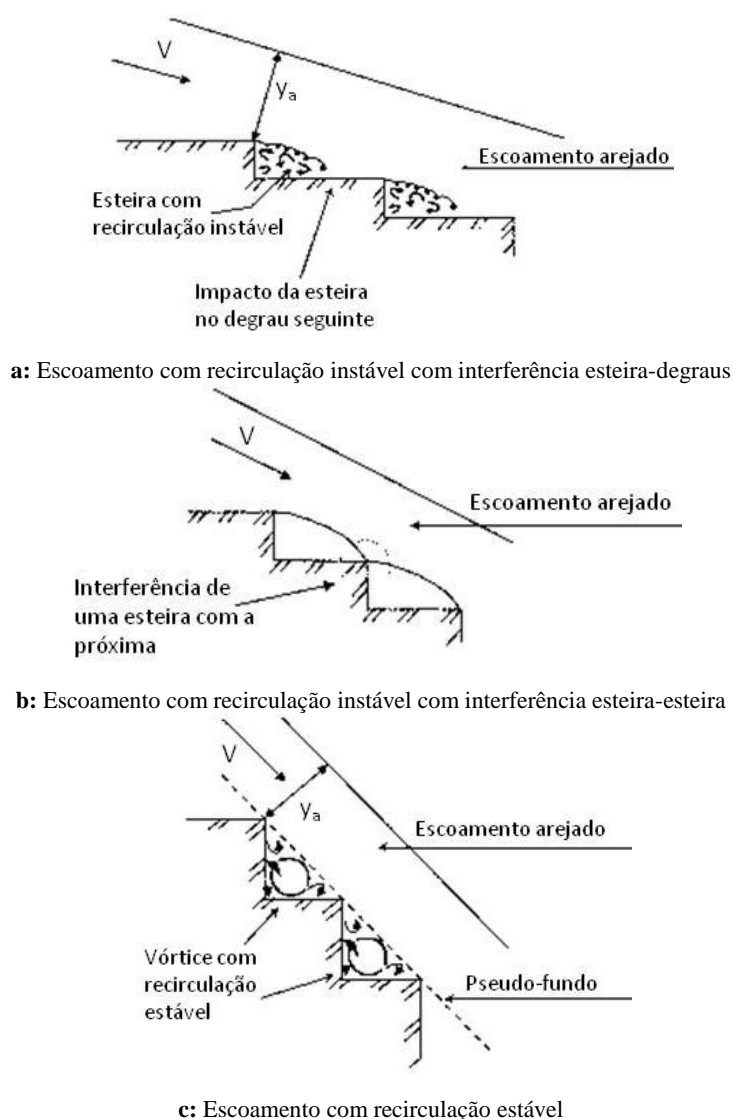


Figura 3.26: Escoamento deslizante sobre turbilhões em estrutura com degraus (extraído de Ferreira, 2009)

O escoamento de transição ocorre para uma gama de caudais intermédios entre o escoamento de quedas sucessivas e o escoamento deslizante sobre turbilhões. Caracteriza-se pela existência de bolsas de ar em apenas alguns degraus, sendo que em outros as cavidades são preenchidas por água formando turbilhões (Ferreira, 2009).

Como foi referido anteriormente, as estruturas em degraus poderão ser constituídas por betão ou por gabiões. Devido à necessidade de integrar de forma harmoniosa as obras de engenharia com o meio natural, tem-se atribuído prioridade às estruturas ambientalmente recomendáveis, como é o caso dos gabiões (Mata-Lima, et al., 2008).

Através de dados de observação de campo e elementos de bibliografia recolhidos pela autora, pode-se afirmar que os degraus em betão são frequentemente utilizados nos casos em que o canal

apresenta larguras mais reduzidas e, por outro lado, os degraus em gabiões quando os canais apresentam larguras maiores.

A utilização de gabiões nas estruturas com degraus permite aumentar a dissipação de energia devido às características próprias que os gabiões apresentam e que fazem com que o seu uso seja vantajoso. O seu elevado peso próprio fornece estabilidade à estrutura fazendo com que este material seja adequado para suportar o impacto das águas. A sua rugosidade confere melhoria na dissipação de energia e simultaneamente resistência ao desgaste provocado pela ação da água. A sua flexibilidade faz com que a sua colocação no local seja mais facilmente realizada, permitindo grande acomodação do material e facilidade na construção.

De modo a evitar possíveis erosões a jusante das estruturas com degraus, no caso de existir uma zona erodível, Ramos (2005) recomenda que seja colocada uma estrutura de dissipação de energia por ressalto na base da estrutura com degraus.

4 SELEÇÃO DA ESTRUTURA DE DISSIPÇÃO

4.1 INTRODUÇÃO

Perante várias opções de estruturas de dissipação de energia, a escolha do tipo de dissipador mais adequado poderá tornar-se numa tarefa complicada, sobretudo para os projetistas com menos experiência prática ou que pela primeira vez se veem confrontados com essa necessidade. A opção por um determinado órgão de dissipação de energia deve basear-se, tanto quanto possível, em critérios técnicos e em determinados parâmetros de aplicabilidade, de modo a que venha a ter um bom desempenho e garanta que o seu objetivo seja cumprido.

O dissipador de energia pode representar um custo significativo no sistema de drenagem, tanto em termos de construção como de manutenção. Como em qualquer obra de engenharia, a solução deverá conduzir às opções mais simples, económicas e funcionais.

Por esta razão, antes de se decidir adotar um dissipador de energia, deverá equacionar-se a hipótese de modificar as características dos órgãos de drenagem. Como por exemplo, reduzir a inclinação da passagem hidráulica de modo a reduzir a velocidade de escoamento. No entanto, esta opção nem sempre é possível devido a condicionantes locais e a necessidade de um dissipador torna-se inevitável.

Neste capítulo propõe-se a utilização de árvores de decisão de modo a auxiliar na escolha do dissipador. Os fatores de aplicabilidade poderão conduzir a mais do que uma solução e a utilização da árvore de decisão poderá indicar que, para determinada situação, são adequadas mais do que uma estrutura de dissipação. Na verdade, dever-se-á equacionar mais do que uma solução, e posteriormente, comparar e escolher qual será a mais indicada, tendo em conta questões económicas, locais, ambientais e de funcionalidade.

4.2 PARÂMETROS DE DECISÃO

A seleção do dissipador de energia deverá ter em consideração aspetos gerais de conceção, de carácter mais subjetivo, tais como a segurança de utentes e a proteção de propriedades adjacentes à via de comunicação, questões económicas de investimento e manutenção, importância da obra e preocupações ambientais. Além destes, deverá ter-se em conta aspetos técnicos, apresentados de seguida.

- Topografia e geologia do local

As condições locais têm um peso importante na escolha do dissipador de energia. Em primeiro lugar deverá averiguar-se quais as soluções recomendadas consoante a localização, ou seja, onde

se pretende colocar o dissipador. Por exemplo, se é pretendida a proteção ao longo de canais de drenagem, a jusante destes ou à saída de uma passagem hidráulica. Aliado a isto, as características dos terrenos, a inclinação e possíveis diferenças de cotas entre a descarga e o canal natural de receção têm influência direta na velocidade do escoamento. O tipo de solo indica a capacidade de erodibilidade. Através da classificação do solo é possível avaliar os solos mais propícios a sofrer erosão.

- Número de Froude do escoamento

O número de Froude representa a relação entre as forças de inércia e as forças gravitacionais que atuam sobre um dado escoamento e permite definir os regimes de escoamento. Quando as forças de inércia dominam o comportamento do escoamento, o número de Froude é maior do que 1 e o regime é designado como rápido. A dissipação de energia é normalmente necessária quando a velocidade à saída de um canal de drenagem é muito alta e a influência de forças de inércia supera a das forças gravitacionais (TDOT, 2010).

- Velocidade do escoamento

A velocidade do escoamento constitui um critério para a análise da estabilidade do leito de um canal, sendo um grande indicador para a necessidade de dissipação de energia. Comparando a velocidade admissível em cada tipo de solo natural e a velocidade do escoamento é possível perceber se determinada situação necessita de solução de dissipação.

Em geral, a proteção contra a erosão não é exigida quando a velocidade de saída é inferior a 1,5 m/s. No entanto, mesmo nestas situações, poder-se-á optar por fornecer alguma forma de proteção quando os solos são facilmente erodíveis (TDOT, 2010).

Para além de ser um indicador de necessidade de dissipação, a velocidade também é um parâmetro de aplicabilidade, pois o uso de certas estruturas de dissipação é condicionado a determinados valores de velocidades de escoamento.

- Altura de água a jusante

A altura de água a jusante é um parâmetro que influencia o desempenho de muitos tipos de dissipadores, particularmente aqueles que funcionam através de um ressalto hidráulico, que exigem a presença de uma certa altura de água a jusante para ser eficazes (TDOT, 2010).

- Resíduos

Para efeitos de concepção de um dissipador de energia, os resíduos são classificados em três grupos: silte/areia, cascalho/pedregulhos e detritos flutuantes. Devido às elevadas velocidades de escoamento e à turbulência no dissipador de energia, os detritos transportados pelo escoamento podem causar abrasão ou outros danos às estruturas (TDOT, 2010).

- Caudal de entrada na estrutura de dissipação de energia

O desempenho de algumas estruturas de dissipação de energia está condicionado ao caudal de entrada, pois por vezes caudais elevados para os quais o dispositivo de dissipação não foi desenvolvido poderão condicionar o desempenho do dissipador. Por exemplo, no caso de estruturas de dissipação por ressalto, poderão arrastar o ressalto para jusante da estrutura.

4.3 CONDIÇÕES DE APLICABILIDADE

No capítulo 3 foram apresentadas as condicionantes de aplicabilidade para cada estrutura de dissipação de energia, que constituem em parâmetros de decisão para a utilização das soluções. No Quadro 4.1 apresenta-se uma síntese destas condicionantes.

Quadro 4.1: Síntese das condicionantes de aplicabilidade de cada estrutura de dissipação de energia

Estrutura de dissipação	Fr	V (m/s)	Altura de água a jusante	PH (m)	Q ou q	Localização	Observações
Tapete enrocamento	–	< 4,5	Não necessita	Circular D < 1,5	–	Jusante PH Canais de drenagem	–
Bacia em enrocamento	< 2,5 < 3	–	Não necessita; desejável que seja h _j baixa	–	–	Jusante PH	–
Proteção com gabiões	–	< 4,5	Não necessita	–	–	Jusante PH Canais de drenagem	–
Bacia por impacto (VI)	1,1 - 10	< 15	Não necessita, desejável h _j ≈ 0,5 altura do defletor	Circular ou ≈quadrangular	< 11m ³ /s	Jusante PH Canais de drenagem	Declive máximo a montante =27%
Bacia Tipo SAF	1,7-17	–	Necessita; h _j > y ₂	–	< 11,3m ³ /s	Jusante PH Canais de drenagem	Adequada para vencer desníveis elevados
Bacia Tipo PWD	< 2	< 2√gD	Necessita	Circular 0,45 < D < 1,85	–	Jusante PH	–
Bacia Tipo WES	< 2	< 2√gD	Necessita	Circular 0,45 < D < 1,85	–	Jusante PH	–
Bacia Contra Costa	< 3	< 15	Não necessita, desejável h _j < 0,5D	–	–	Jusante PH	–
Bacia Tipo IV	2,5 a 4,5	< 15	Necessita	Retangular	–	Jusante PH Canais de drenagem	Adequada para vencer desníveis elevados
Estrutura de queda simples	< 1	–	Necessita	–	–	Canais longitudinais com linha de água com elevada inclinação	N q < 1 q _r > 1
Estrutura de queda c/ blocos	< 1	–	Necessita	–	–	Canais longitudinais com linha de água com elevada inclinação	h _o < 4,6m 1 < q _r < 15
Rampa com blocos	< 1	0,5 ³ √gq a √gq – 1,5	Não necessita	–	< 5,6m ³ /s/m	Jusante PH Canais de drenagem	1:4(14°) < i < 1:2(26,5°) Adequada para vencer desníveis elevados
Rampa com travessas	< 1	–	Não necessita	–	–	Jusante PH Canais de drenagem	i < 1:1,23 (i < 39°) Adequada para vencer desníveis elevados
Estrutura com degraus	–	–	Não necessita	–	< 16m ³ /s/m < 12m ³ /s/m < 8m ³ /s/m	Jusante PH Canais de drenagem	Adequada para vencer desníveis elevados i < 55°

4.4 PROCEDIMENTO DE SELEÇÃO

O procedimento que se apresenta é baseado no método apresentado por Thompson, et al. (2006) e recomenda-se que seja utilizado na escolha de uma solução de dissipação. Como se verá pelo procedimento poderá considerar-se a opção de alterar as condições de drenagem de modo a evitar a utilização de dissipadores de energia, por questões económicas. O procedimento de seleção segue os seguintes passos:

Passo 1: Identificação e recolha de dados de projeto.

Antes de se avaliar a necessidade de uma solução de dissipação e até mesmo de se estudar qual a solução que dará resposta ao problema, é necessário a recolha dos dados de projeto de drenagem que interessam para este dimensionamento.

É necessário a recolha dos dados do canal de drenagem a montante e a jusante do local onde se pretende avaliar a necessidade de dissipação de energia.

Relativamente a montante, pretende-se adquirir os seguintes dados: caudal a descarregar, tipo de regime de escoamento, altura da água do escoamento, velocidade do escoamento, dimensões, rugosidade e inclinação do canal de drenagem e o número de Froude. A jusante é fundamental obter-se os seguintes dados: secção transversal do canal natural, tipo de solo, declividade do canal e a altura de água a jusante.

Deve-se analisar se o material do leito à saída da passagem hidráulica é passível de sofrer erosões. Caso seja, deve ser estimada a formação de uma fossa de erosão.

Passo 2: Avaliação das velocidades.

A velocidade de saída do canal de drenagem é comparada com a velocidade admissível do canal natural de receção. Se a velocidade de saída se aproxima da condição do escoamento natural no canal a jusante, o projeto do canal de drenagem é considerado aceitável e não há problemas de erosão à saída deste. Se a velocidade é mais elevada, poder-se-á avaliar a possibilidade de modificar determinadas características no canal de drenagem de modo a reduzir a velocidade.

No caso de passagens hidráulicas, poderá ser equacionada a hipótese de alterar o projeto do aqueduto de tal modo que as características conduzam a condições de escoamento aceitáveis a jusante, por exemplo, reduzindo a sua inclinação ou introduzindo soluções de dissipação interna. A velocidade também poderá ser reduzida através de uma fossa natural de erosão à saída da passagem hidráulica.

Se a velocidade é substancialmente mais elevada deverá optar-se por estruturas de dissipação de energia.

Passo 3: Estudo de soluções alternativas.

Consoante as condições do escoamento e locais deverá ser dimensionado mais do que um dissipador de energia que satisfaça os critérios de aplicabilidade e de projeto. É recomendado que estes dissipadores de energia sejam selecionados através da consulta das árvores de decisão propostas neste capítulo.

Passo 4: Seleção do tipo de estrutura de dissipação.

As potenciais estruturas de dissipação, consideradas no passo 3, deverão ser comparadas. A estrutura que melhor se adaptar às condições locais e de escoamento e a que conduzir à melhor combinação de custo/benefício deverá ser considerada.

4.5 ÁRVORES DE DECISÃO

Perante as condicionantes de aplicabilidade e as recomendações para cada uma das estruturas de dissipação de energia, propõem-se as seguintes árvores de decisão.

Estes esquemas pretendem indicar um caminho para as soluções adequadas, colocando-se “questões” relacionadas com as condicionantes de aplicabilidade e obtendo-se como “respostas” as estruturas que cumprem esses requisitos.

4.5.1 ÁRVORE DE DECISÃO 1

A árvore de decisão 1, apresentada na Figura 4.1, orienta quanto à localização do dissipador. Como se constatou, existem dissipadores adequados consoante a localização onde é necessário uma intervenção e se pretende introduzir a dissipação de energia.

As estruturas poderão ser utilizadas à saída de canais de drenagem a céu aberto, de passagens hidráulicas e para vencer desníveis.

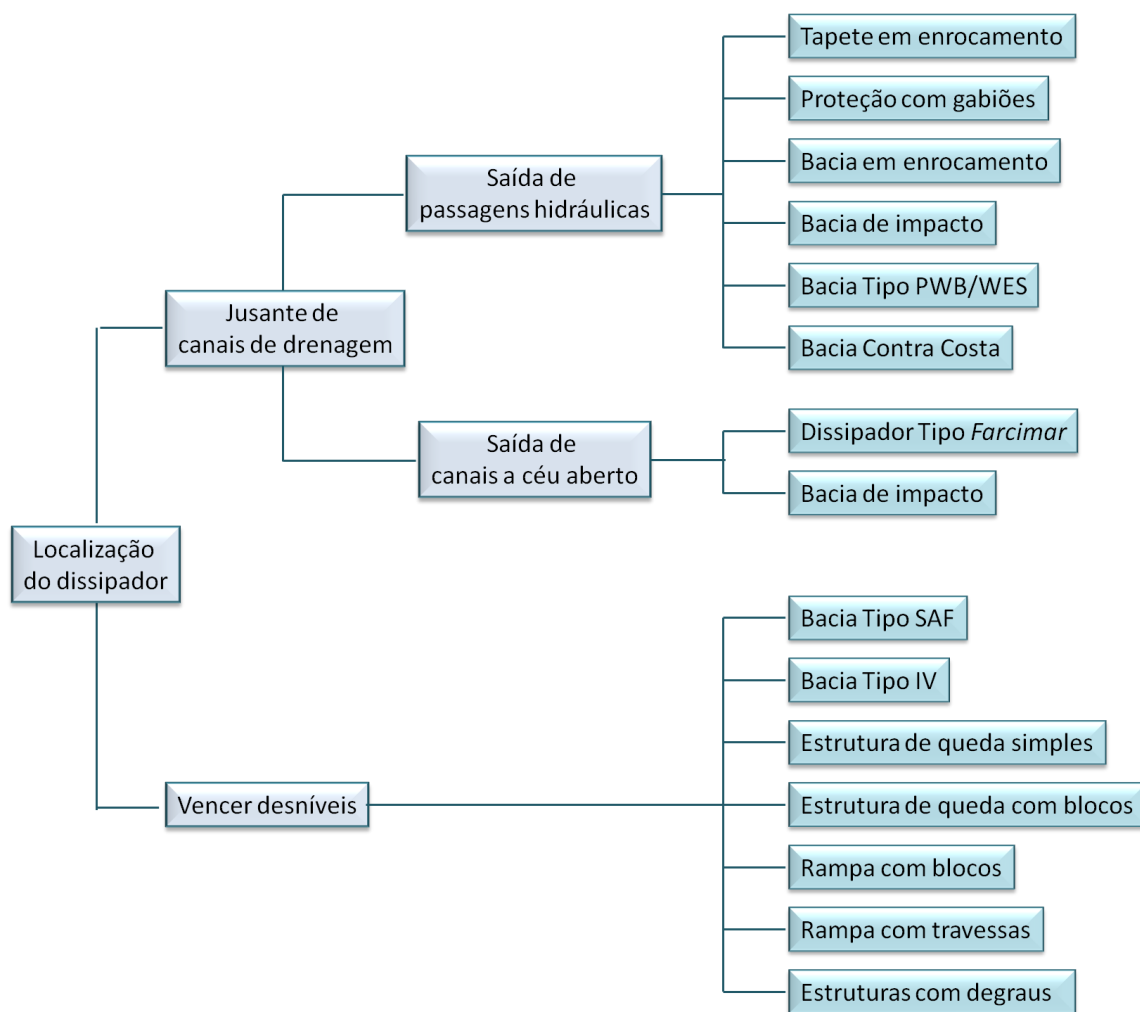


Figura 4.1: Árvore de decisão 1 – Localização do dissipador

4.5.2 ÁRVORE DE DECISÃO 2

A árvore de decisão 2, apresentada na Figura 4.2, destina-se às estruturas de dissipação que poderão ser utilizadas à saída de passagens hidráulicas. É de notar que são indicados mais do que um dispositivo de dissipação para as condições apresentadas, porém terão de ser verificadas as condicionantes específicas.

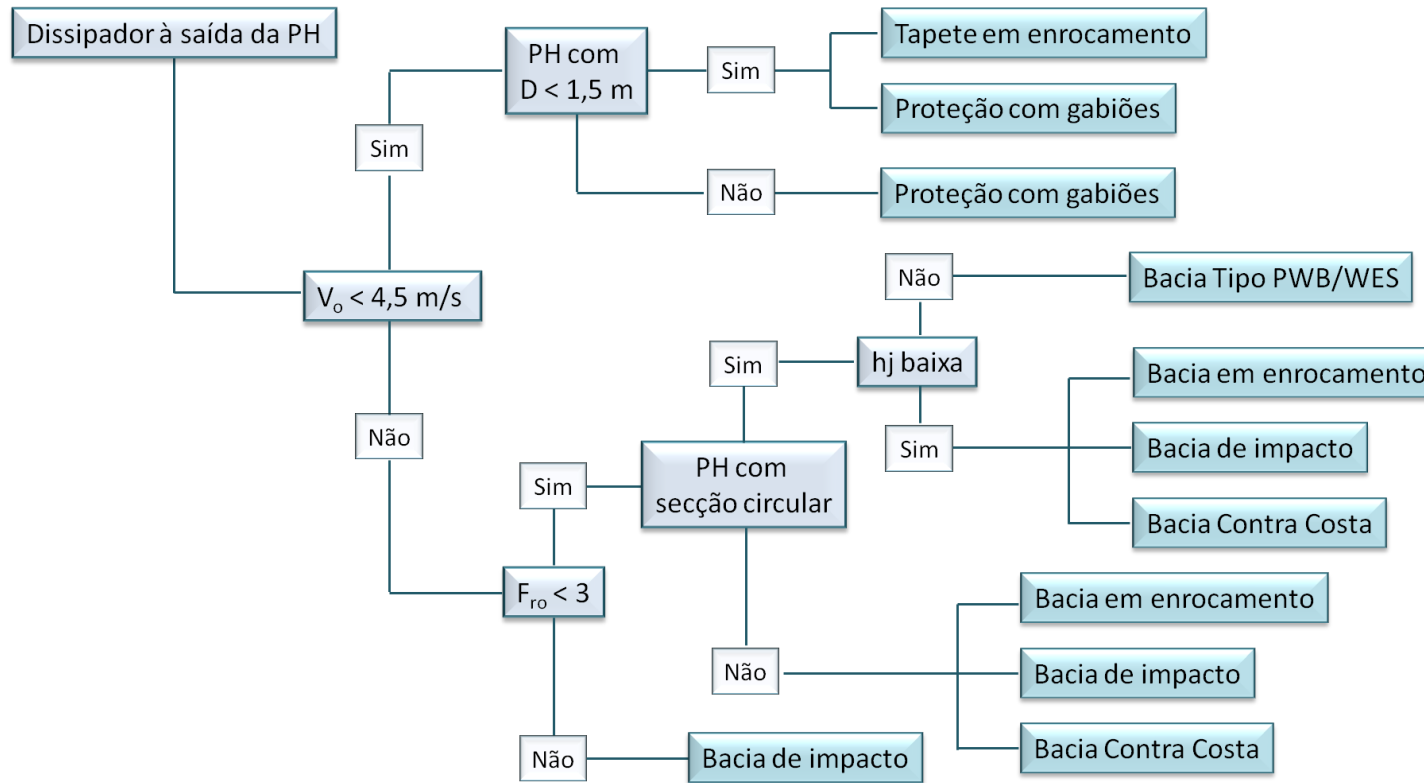


Figura 4.2: Árvore de decisão 2 – À saída de passagens hidráulicas

Notas:

- h_j – altura de água a jusante.
- A definição de altura de água baixa é referida no item 5.1.
- PH – passagem hidráulica.
- V_o – velocidade à saída da passagem hidráulica.
- F_{ro} – número de Froude do escoamento à saída da passagem hidráulica.

Como se pode verificar pela árvore de decisão 2, para situações em que a velocidade do escoamento é superior a 4,5 m/s, as bacias em enrocamento, de impacto e Contra Costa intervêm na maioria das frentes das escolhas desta árvore. Desta forma, considera-se apropriado que se faça uma breve comparação entre estas três soluções.

As bacias de dissipação em enrocamento requerem muito espaço para a sua implantação. Assim, não são adequadas em situações onde a dissipação de energia se tenha de realizar num espaço reduzido. Nestes casos, em que o espaço para a dissipação é limitado, a melhor solução será a bacia por impacto.

Relativamente a velocidades máximas à entrada das estruturas de dissipação, as bacias por impacto e Contra Costa suportam velocidades de escoamento até 15 m/s. Apesar de não serem feitas referência relativamente a valores de velocidades máximas para as bacias em enrocamento, pode-se afirmar que esta solução não viável em situações em que as velocidades sejam elevadas, pois conduz a grandes dimensões para a bacia.

Pela análise realizada, a bacia de dissipação por impacto apresenta uma maior aplicabilidade em diversas situações, em termos de gama de números de Froude, de velocidades (a par com a bacia Contra Costa), a nível de exigências de altura de água a jusante e de espaço de implantação.

É ainda de referir que a bacia de dissipação por impacto têm maior eficiência, para o mesmo número de Froude, do que as bacias de dissipação por ressalto, como é o caso da bacia de dissipação Contra Costa (Peterka, 1984). No entanto, as bacias de dissipação por impacto apresentam maiores exigências a nível do valor máximo de caudal e da declividade do canal a montante da estrutura.

4.5.3 ÁRVORE DE DECISÃO 3

A árvore de decisão 3, apresentada na Figura 4.3, destina-se a canais de drenagem em situações em que se pretende vencer desníveis entre o canal de montante e de jusante.

A dissipação de energia em canais de drenagem, nestas situações, poderá ser realizada através de dissipadores localizados ou através de dissipadores contínuos, fazendo a dissipação de energia de forma gradual. A árvore de decisão 3 inicia com esta divisão.

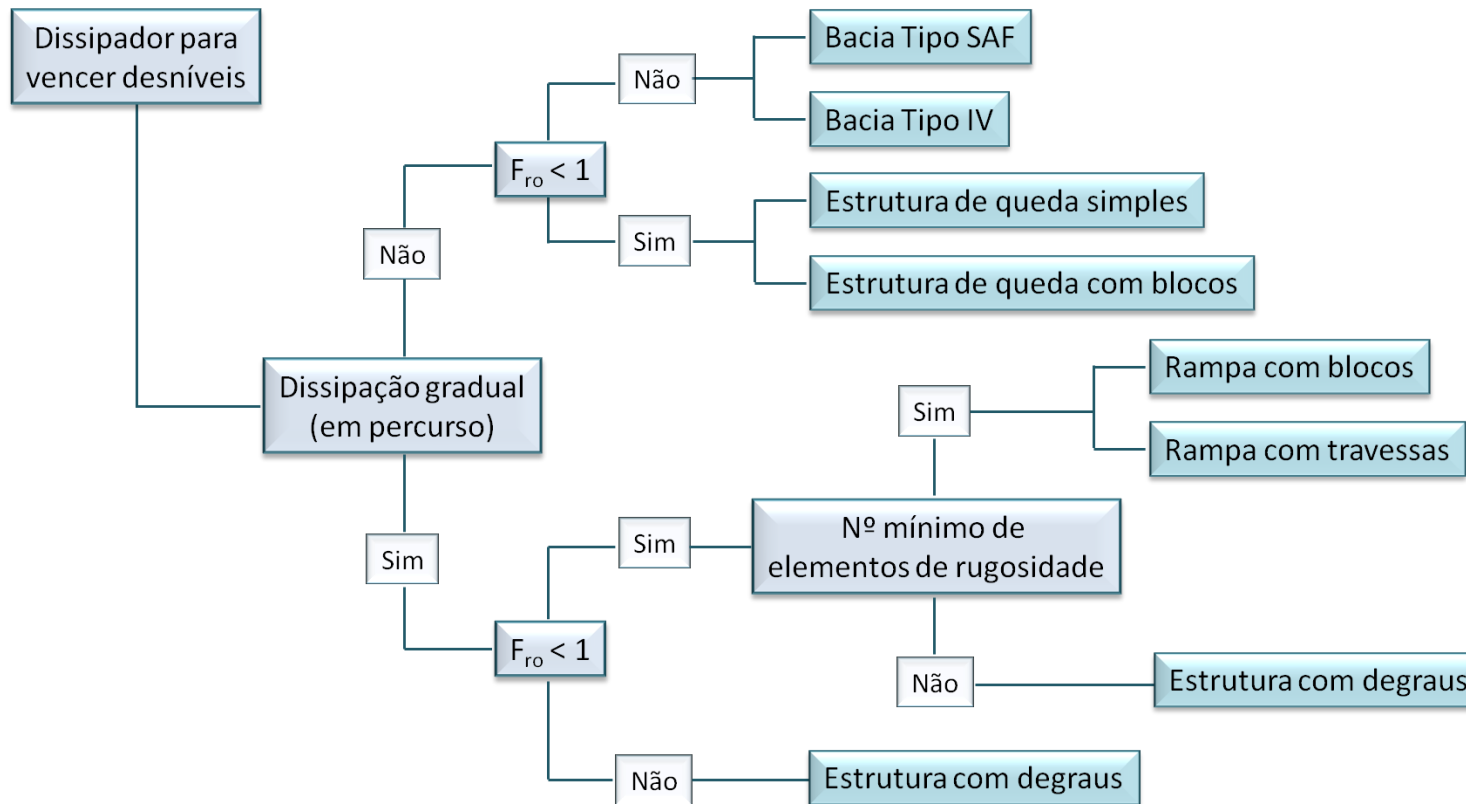


Figura 4.3: Árvore de decisão 3 – Em canais de drenagem para vencer desníveis

Nota:

- F_{ro} – número de Froude do escoamento à entrada da estrutura de dissipação.

Relativamente às bacias de dissipação Tipo SAF e Tipo IV, é de referir que em termos de espaço necessário para a implantação a bacia Tipo SAF torna-se numa solução mais vantajosa, pois a bacia Tipo IV geralmente requer comprimentos superiores (Mata-Lima, 2010).

A árvore de decisão 3 conduz a várias soluções possíveis. No entanto, terão de ser avaliadas as condicionantes de aplicabilidade, nomeadamente relacionadas com a altura de queda, no caso das estruturas de queda, e as inclinações admissíveis, nas estruturas em rampa.

As estruturas por queda são condicionadas pela altura de queda que se pretende introduzir. As estruturas por queda simples poderão admitir quedas superiores às estruturas de queda com blocos. No entanto, terão de ser verificados os parâmetros número de queda e queda relativa, que relacionam a altura de queda com o caudal que se pretende escoar.

As estruturas em que a dissipação é realizada ao longo de uma rampa apresentam recomendações relativamente à inclinação máxima. As estruturas com degraus admitem declives maiores em relação às rampas com blocos e às com travessas. As estruturas com degraus poderão admitir inclinações até cerca de 55°, as rampas com travessas até 39° e as rampas com blocos até cerca de 26°.

As estruturas em rampa com blocos e com travessas apresentam recomendações relativamente ao número mínimo de elementos de rugosidade, para tornar a dissipação de energia eficaz. Desta forma, dever-se-á verificar o comprimento da estrutura de modo a introduzir pelo menos 4 elementos, no caso das rampas com blocos, e 5 elementos, no caso das rampas com travessas.

A estrutura com degraus pode ser considerada como a solução mais abrangente para vencer desníveis. Esta estrutura apresenta menor número de condicionantes, não é recomendado número mínimo de elementos de rugosidade, admite maiores inclinações e caudais mais elevados. Este dissipador apresenta também o benefício de poder ser constituído por gabiões, o que representa vantagem em termos ambientais, económicos e de conceção.

5 METODOLOGIAS DE CÁLCULO

5.1 CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS

Neste capítulo são apresentados e analisados métodos e recomendações de dimensionamento para as diferentes estruturas de dissipação de energia já abordadas.

Antes de se iniciar o dimensionamento das estruturas de dissipação de energia, considera-se pertinente a introdução de alguns conceitos relativamente às condições à saída dos canais de drenagem (a céu aberto ou fechados), nomeadamente, a velocidade do escoamento, a altura de água à saída, altura de água a jusante, altura de água equivalente e o número de Froude.

A velocidade do escoamento constitui um indicador de capacidade de erosão à saída de um canal de drenagem e pode ser obtida dividindo o caudal escoado pela área molhada, através da expressão (5.1).

$$V = \frac{Q}{A} \quad (5.1)$$

Em que,

V – velocidade do escoamento (m/s);

Q – caudal de projeto (m³/s);

A – área molhada do escoamento (m²).

A determinação da secção molhada à saída de passagem hidráulica é abordada de forma diferente consoante o regime do escoamento.

No escoamento em regime rápido, assume-se a altura do escoamento como sendo a altura uniforme e neste caso a equação de Manning-Strickler pode ser utilizada para determinar esta altura de água.

No escoamento em regime lento, a altura do escoamento depende da altura de água a jusante e poderão ocorrer três situações:

- Se a altura de água a jusante é inferior à altura crítica do escoamento na passagem hidráulica, considera-se a altura crítica;
- Se altura de água a jusante é maior do que a altura crítica mas menor do que altura da passagem hidráulica, considera-se a altura de água a jusante;
- Se a altura de água a jusante é maior do que a altura da passagem hidráulica, considera-se a altura da passagem hidráulica.

A Figura 5.1 e a Figura 5.2, sugeridas por Thompson, et al. (2006), podem ser utilizadas para determinar as alturas de água à saída de aquedutos (y_o), para secções retangulares e circulares. Estas figuras são curvas de classificação adimensionais que indicam o efeito da altura de água a jusante (h_j) e permitem o cálculo do valor de y_o/D em função dos valores de h_j/D e do caudal (Q), com base nos seguintes parâmetros:

- $Q/D^{2,5}$ em aquedutos circulares;
- $Q/(BD^{3/2})$ em aquedutos de secção retangular.

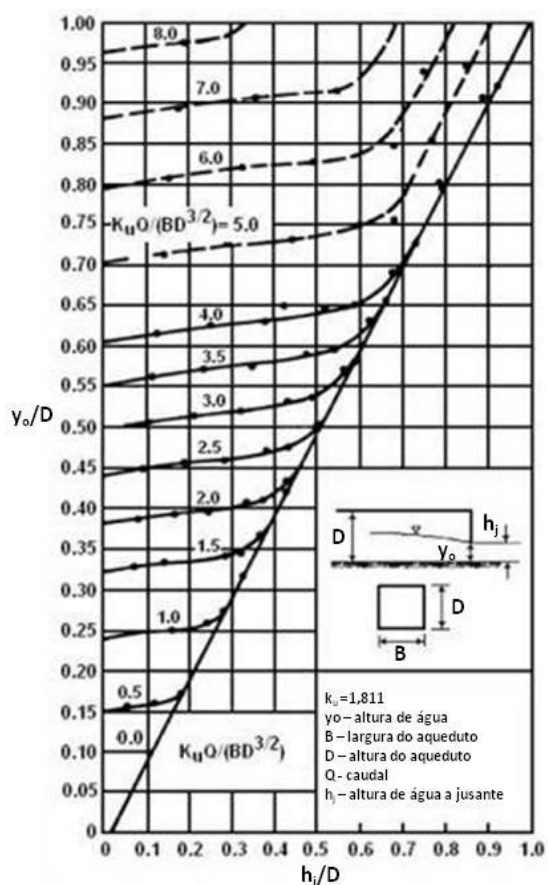


Figura 5.1: Curvas de classificação adimensionais para a saída de aquedutos retangulares, em regime lento (adaptado de Thompson, et al., 2006)

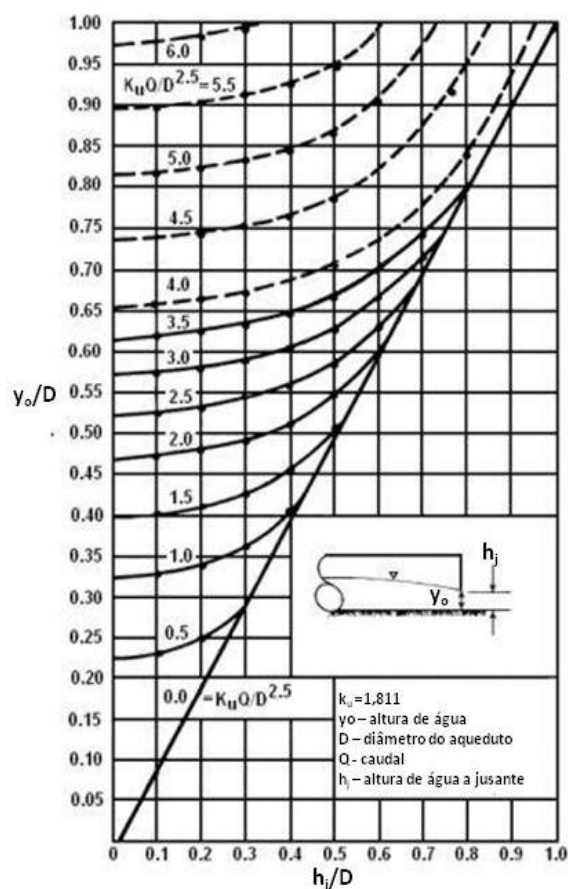


Figura 5.2: Curvas de classificação adimensionais para a saída de aquedutos circulares, em regime lento (adaptado de Thompson, et al., 2006)

A altura de água a jusante é uma característica dependente das condições locais do canal a jusante da descarga. Esta altura de água influencia o dimensionamento da maioria das estruturas de dissipação, tanto em termos de condicionantes de aplicabilidade, como na determinação das suas dimensões.

A altura de água a jusante pode ser classificada de duas formas (Pataki, 2005):

- Se a altura de água a jusante é inferior a metade da altura de água à saída da passagem hidráulica, é classificada como baixa;
- Se a altura de água a jusante é maior do que metade da altura de água à saída da passagem hidráulica, é classificada como alta.

Altura de água equivalente à saída da passagem hidráulica é definida para ser usada em certos cálculos, para aquedutos não retangulares. Para aquedutos retangulares, a altura de água equivalente é igual à altura de água real, $y_e = y_o$. Para aquedutos não retangulares, a altura de água equivalente é determinada pela expressão (5.2).

$$y_e = \sqrt{A/2} \quad (5.2)$$

Sendo,

y_e – altura de água equivalente (m);

A – área molhada do escoamento (m).

O número de Froude é determinado para avaliar as condições de aplicação de algumas soluções de dissipação de energia. O número de Froude, para as condições de saída da passagem hidráulica, é determinado através da expressão (5.3).

$$F_r = \frac{V_o}{\sqrt{gy_e}} \quad (5.3)$$

Sendo,

F_r – número de Froude do escoamento à saída da passagem hidráulica (-);

V_o – velocidade à saída da passagem hidráulica (m/s);

g – aceleração da gravidade (9,81 m/s²);

y_e – altura de água equivalente (m).

5.2 TAPETES DE ENROCAMENTO

Os tapetes de enrocamento são utilizados na proteção de canais, a jusante de passagens hidráulicas e à saída de bacias de dissipação de energia, quando se prevê que a velocidade de escoamento não satisfaz valores permitidos ao canal natural. Apesar de ser utilizado o mesmo material para estas três situações, o dimensionamento é efetuado de forma diferente.

5.2.1 TAPETES DE ENROCAMENTO A JUSANTE DE PASSAGENS HIDRÁULICAS

No projeto de tapetes de enrocamento é determinado o diâmetro médio do enrocamento (D_{50}), o comprimento (L_T), a largura (W_T) e a espessura do tapete de proteção (e_T).

O dimensionamento dos tapetes de enrocamento utiliza expressões de cálculo obtidas por diferentes autores através de ensaios laboratoriais, ábacos e quadros onde são recomendados determinados valores de diâmetros de enrocamento e o respetivo comprimento do tapete em função das condições existentes e de escoamento.

5.2.1.1 DIÂMETRO MÉDIO DO ENROCAMENTO

O diâmetro médio do enrocamento define a dimensão média dos blocos de enrocamento a serem utilizados. As variáveis dependentes das relações para a determinação do tamanho do enrocamento são a velocidade de saída, dimensão da passagem hidráulica, caudal de projeto, peso específico do bloco e da água, número de Froude e a altura de água a jusante.

Thompson, et al. (2006) apresenta várias expressões de cálculos para a determinação do tamanho de enrocamento, recomendando como a mais adequada a expressão (5.4).

$$D_{50} = 0,2D \left(\frac{Q}{\sqrt{g}D^{2,5}} \right)^{4/3} \frac{D}{h_j} \quad (5.4)$$

Em que,

D_{50} – diâmetro médio do enrocamento (m);

Q – caudal de projeto (m^3/s);

D – diâmetro do aqueduto (m);

h_j – altura de água a jusante (m);

g – aceleração da gravidade ($9,81m/s^2$).

De acordo com Thompson, et al. (2006), a altura de água a jusante deve ser limitada entre $0,4D$ e $1,0D$. Se a altura de água a jusante for desconhecida, para efeitos de cálculo é aconselhado que seja considerado um valor igual a $0,4D$.

Se o escoamento estiver em regime rápido no aqueduto o valor do diâmetro em termos de cálculo deve ser ajustado através da expressão (5.4a).

$$D' = \frac{D + y_o}{2} \quad (5.4a)$$

Sendo,

D' – diâmetro ajustado para regime rápido (m);

y_o – altura de água à saída do aqueduto, em regime rápido (m).

A expressão (5.4) assume que o peso volúmico da pedra de enrocamento é de $26\,500\text{ N/m}^3$. Se o peso volúmico da pedra for significativamente diferente deste valor, o D_{50} deve se ajustado na proporção inversa dessa diferença do peso volúmico.

Thompson, et al. (2006) sugere que o diâmetro do enrocamento seja determinado através da expressão (5.4) e comparado com as classes de enrocamento disponíveis, de forma a uniformizar os diâmetros. O Quadro 5.1 expõe classes de enrocamento, onde cada uma delas corresponde a um determinado diâmetro D_{50} , sendo que a classe de enrocamento a ser especificada é a que corresponde a um D_{50} superior ou igual ao calculado. O Quadro 5.1 também apresenta indicações para a determinação do comprimento e espessura do tapete de enrocamento, para cada classe de enrocamento.

Quadro 5.1: Classes de enrocamento e dimensões do tapete de enrocamento (adaptado de Thompson, et al., 2006)

Classe de enrocamento	D_{50} (m)	Comprimento do tapete (m)	Espessura do tapete (m)
1	0,125	4D	$3,5D_{50}$
2	0,150	4D	$3,3D_{50}$
3	0,250	5D	$2,4D_{50}$
4	0,350	6D	$2,2D_{50}$
5	0,500	7D	$2,0D_{50}$
6	0,550	8D	$2,0D_{50}$

Mata-Lima (2010) sugere a expressão (5.5) para a determinação do D_{50} do enrocamento. Esta expressão, apresentada na nota técnica de Repair-Evaluation-Maintenance-Rehabilitation, tem como variáveis a altura de água à saída do aqueduto, o peso volúmico da água e do enrocamento e o número de Froude.

$$D_{50} = 0,4D \left[\left(\frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \right)^{0,5} F_r \right]^{3/2} \quad (5.5)$$

Sendo,

D_{50} – diâmetro médio do enrocamento (m);

D – diâmetro da passagem hidráulica (m);

γ_w – peso volúmico da água (9800 N/m³);

γ_s – peso volúmico do enrocamento (26500N/m³);

F_r – número de Froude do escoamento à saída da passagem hidráulica (-).

Brash (2008) sugere a expressão (5.6) para a determinação do D_{50} do enrocamento, em função da altura de água a jusante, do caudal de projeto e do diâmetro do aqueduto.

$$D_{50} = \frac{0,02 Q^{4/3}}{h_j D} \quad (5.6)$$

Em que,

D_{50} – diâmetro médio do enrocamento (m);

h_j – altura de água a jusante (m);

Q – caudal de projeto (m³/s);

D – diâmetro do aqueduto (m).

Nos casos em que a altura de água a jusante for desconhecida, para efeitos de cálculo poder-se-á admitir-se para a expressão (5.6) um valor igual a 0,2D.

A altura de água a jusante da passagem hidráulica influencia o dimensionamento da proteção com enrocamento. Nos casos em que a descarga é realizada em áreas planas, sem canal bem definido, pode ser assumida a condição de baixa altura de água a jusante (Bureau of Land and Water Quality, 2003).

Quando a altura de água a jusante é baixa, o diâmetro D_{50} do enrocamento poderá ser determinado através do Quadro 5.2, proposto em Bureau of Land and Water Quality (2003), em função do caudal de projeto e do diâmetro da passagem hidráulica.

Quadro 5.2: Diâmetro médio de enrocamento em função do caudal de projeto e do diâmetro da passagem hidráulica para baixa altura de água a jusante (adaptado de Bureau of Land and Water Quality, 2003)

Diâmetro da PH (m)	0,30	0,40	0,45	0,50	0,60	0,70	0,75	0,90	1,10	1,20	1,40	1,50
Caudal (m³/s)												
0,09	0,10											
0,15	0,10											
0,24	0,13	0,10										
0,30	0,15	0,13	0,10									
0,45	0,20	0,15	0,20	0,13								
0,50		0,20	0,20	0,13								
0,60		0,25	0,25	0,15								
0,75		0,30	0,30	0,15	0,15							
0,90				0,20	0,20	0,15						
1,20				0,30	0,25	0,20	0,15					
1,50				0,41	0,41	0,25	0,20	0,15				
2,10					0,46	0,38	0,30	0,20				
2,70						0,46	0,41	0,30	0,25			
3,00						0,51	0,46	0,30	0,25			
3,75						0,61	0,51	0,41	0,30	0,25		
4,50							0,61	0,51	0,41	0,30	0,25	
6,00								0,61	0,51	0,46	0,38	0,30

5.2.1.2 COMPRIMENTO DO TAPETE DE ENROCAMENTO

O comprimento do tapete de enrocamento define a extensão de proteção necessária para dissipar a velocidade do escoamento. Este tapete deverá ser colocado desde a saída da passagem hidráulica até determinado ponto. Poderá ser determinado considerando o diâmetro do aqueduto, o caudal de projeto e a velocidade de escoamento.

Mata-Lima (2010) sugere que o comprimento do tapete de enrocamento deverá ser determinado em função do diâmetro da passagem hidráulica, isto é, deve ter um comprimento de 6D.

A altura de água a jusante influencia o comprimento do tapete de enrocamento, sendo que para alturas de água a jusante baixas serão necessários maiores comprimentos de tapete de proteção em relação a casos onde as alturas de água a jusante sejam altas.

Brash (2008) recomenda que o comprimento do tapete de enrocamento seja determinado de acordo com o seguinte critério:

- Se a altura de água a jusante for considerada baixa, o comprimento é determinado pela expressão (5.7a).

$$L_T = 1,8 \left(\frac{Q}{W_0 D^{0,5}} \right) + 7D \quad (5.7a)$$

- Se a altura de água a jusante for considerada alta, o comprimento do tapete é obtido através da expressão (5.7b).

$$L_T = 3D \left(\frac{Q}{W_o D^{0,5}} \right) \quad (5.7b)$$

Em que,

L_T – comprimento do tapete de enrocamento (m);

D – altura máxima da passagem hidráulica (m);

W_o – largura máxima da passagem hidráulica (m);

Q – caudal de projeto (m^3/s).

Uma outra forma de determinar o comprimento do tapete de enrocamento é utilizando o Quadro 5.3, proposto por Bureau of Land and Water Quality (2003), onde o comprimento é dado em função do caudal de projeto e do diâmetro da passagem hidráulica.

Quadro 5.3: Comprimento do tapete de enrocamento a partir do caudal de projeto e do diâmetro da passagem hidráulica (adaptado de Bureau of Land and Water Quality, 2003)

Diâmetro da PH (m)	0,30	0,40	0,45	0,50	0,60	0,70	0,75	0,90	1,10	1,20	1,40	1,50
Caudal (m^3/s)												
0,09	2,44											
0,15	2,44											
0,24	3,35	3,05										
0,30	4,27	3,66	3,05									
0,45	5,49	4,88	4,27	3,66								
0,60		5,49	5,49	4,88	3,66							
0,90			6,71	6,10	5,49	4,88						
1,20			7,92	7,32	7,32	6,10	5,49					
1,50				7,92	7,92	7,32	6,71	5,49				
2,10					9,14	9,14	8,53	7,62				
3,00						10,97	10,97	10,06	8,23			
4,50						12,80	12,80	12,80	11,58	10,06	8,53	
6,00								14,63	13,72	12,80	11,28	9,75

O IEP recomenda que o comprimento do tapete de enrocamento seja obtido em função do diâmetro e da velocidade de escoamento à saída da passagem hidráulica. No Quadro 5.4 apresentam-se estes valores.

Quadro 5.4: Comprimento do tapete de enrocamento em função do diâmetro do aqueduto e da velocidade de escoamento (extraído de IEP)

Diâmetro do aqueduto (m)	L_T (m)		
	$V_o < 2,5$ (m/s)	$2,5 < V_o < 3,5$ (m/s)	$3,5 < V_o < 4,5$ (m/s)
0,60	2,0	2,5	3,0
0,80	2,5	3,0	3,5
1,00	3,0	3,5	4,0
1,20	3,5	4,0	4,5
1,50	4,0	4,5	5,0

A Figura 5.3 mostra a distribuição do comprimento do tapete em enrocamento, recomendado pelo IEP.

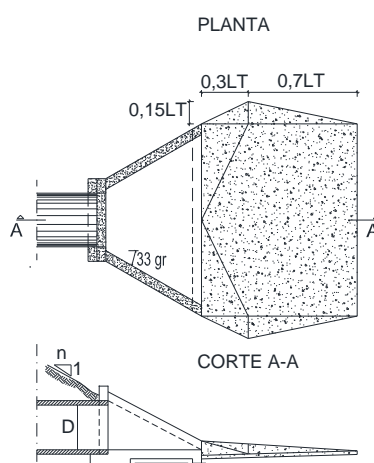


Figura 5.3: Proteção com enrocamento à saída de uma passagem hidráulica (extraído de IEP)

É de referir que no Quadro 5.1, proposto por Thompson, et al. (2006), também se apresenta especificado o comprimento do tapete de enrocamento para cada classe de enrocamento. Neste caso comprimento do tapete é dado como função do diâmetro da conduta e do aumento do diâmetro médio de enrocamento.

5.2.1.3 LARGURA DO TAPETE DE ENROCAMENTO

O canal natural a jusante de uma passagem hidráulica, onde será realizada a descarga do escoamento, pode apresentar-se de duas formas diferentes. Por um lado pode ser uma zona plana onde não existe um canal bem definido e por outro lado pode apresentar-se bastante bem definido (Bureau of Land and Water Quality, 2003).

A largura do tapete de enrocamento é definida de acordo com esta classificação. Se a zona a jusante da passagem hidráulica for constituída por um canal bem definido, o tapete de enrocamento deverá estender-se em toda a largura do canal natural e até uma altura de

aproximadamente 0,30 m acima da altura máxima de água a jusante ou até ao topo da margem do canal, prevalecendo o menor valor. As paredes laterais do canal não devem ter uma inclinação superior a 2:1 (Bureau of Land and Water Quality, 2003).

Se a zona a jusante da passagem hidráulica não tiver um canal bem definido a altura de água a jusante influencia a largura e a configuração do tapete de enrocamento (Pataki, 2005).

Para a condição de baixa altura de água a jusante a largura da extremidade de jusante do tapete deve ser determinada através da expressão (5.8a).

$$W_T = D + L_T \quad (5.8a)$$

Sendo,

W_T – largura do tapete de enrocamento (m);

D – diâmetro da passagem hidráulica (m);

L_T – comprimento do tapete de enrocamento (m).

A Figura 5.4 mostra a configuração do tapete de enrocamento para esta situação.

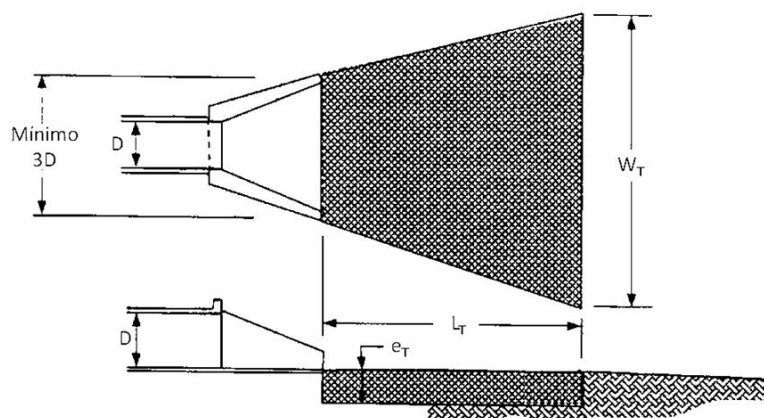


Figura 5.4: Configuração do tapete de enrocamento para situações de baixa altura de água a jusante (adaptado de TDEC, 2002)

Para a condição de alta altura de água a jusante a extremidade de montante do tapete, adjacente à passagem hidráulica deve ter uma largura de 3 vezes o diâmetro do aqueduto e a largura da extremidade de jusante deverá ser determinada através da expressão (5.8b).

$$W_T = D + 0,4L_T \quad (5.8b)$$

A Figura 5.5 mostra a configuração da proteção com enrocamento para esta situação.

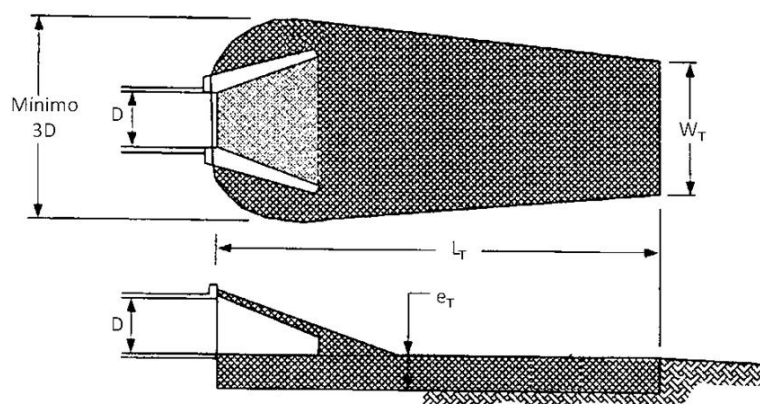


Figura 5.5: Configuração do tapete de enrocamento para situações de alta altura de água a jusante (adaptado de TDEC, 2002)

Thompson, et al. (2006) refere que a largura do tapete de enrocamento poderá ser determinada considerando um alargamento de 1:3 (largura:comprimento), devendo esta estar em conformidade com as dimensões do canal natural a jusante.

Mata-Lima (2010) recomenda que a largura seja determinada apenas com base na secção da passagem hidráulica, devendo ter um valor igual a 4 vezes o diâmetro da passagem hidráulica.

5.2.1.4 ESPESSURA DA CAMADA

Em FEMA (2010) aconselha-se que a espessura mínima da camada de enrocamento deva ser determinada de acordo com o tamanho dos blocos de enrocamento. Para D_{50} menores ou iguais a 0,40 m é recomendado que a espessura seja de acordo com expressão (5.9a). Para D_{50} superiores a 0,40 m a espessura é obtida pela expressão (5.9b).

$$e_T = 1,5D_{100} \quad (5.9a)$$

$$e_T = 1,2D_{100} \quad (5.9b)$$

Sendo,

e_T – espessura da camada de enrocamento (m);

D_{100} – diâmetro máximo do enrocamento (m).

Thompson, et al. (2006) recomenda que a espessura do tapete de enrocamento seja determinada com base na classe de enrocamento e em função do diâmetro médio dos blocos, de acordo com o Quadro 5.1.

5.2.1.5 DIMENSIONAMENTO ATRAVÉS DE ÁBACOS

O dimensionamento através de ábacos consiste na utilização da Figura 5.6 e da Figura 5.7, sugeridas por Pataki (2005), para a determinação do diâmetro médio do enrocamento e da extensão do tapete de proteção, tendo em conta as condições relativamente à altura de água a jusante. Assim se a altura de água a jusante for baixa é recomendado o uso da Figura 5.6 e se for alta deverá utilizar-se a Figura 5.7.

Se as condições de altura de água a jusante⁶ são desconhecidas, ou podem ocorrer tanto as condições baixas como altas, o tapete de proteção deve ser projetado de modo a atender às duas condições, adotando-se o valor mais desfavorável.

As curvas apresentadas na Figura 5.6 e na Figura 5.7 são estabelecidas para aquedutos com secção circular, escoando com secção cheia. No entanto, podem ser utilizadas para condutas parcialmente cheias e aquedutos em caixa, sendo necessário nestes casos determinar um caudal de projeto ajustado.

O funcionamento destes ábacos consiste em traçar uma reta vertical a partir do caudal de projeto (Q), em m³/s, e intersecta-la com as curvas da altura de água na conduta (d), em m. As curvas inferiores de altura de água na conduta são utilizadas para obter o diâmetro médio do enrocamento (D₅₀) e as curvas superiores para determinar o comprimento do tapete de enrocamento (L_T).

Para uma melhor compreensão do funcionamento destes ábacos apresenta-se um exemplo de dimensionamento para o caso de escoamento com secção cheia e outro para o caso de escoamento com secção parcialmente cheia.

Exemplo 1: Considere-se a situação de um aqueduto circular, escoando com secção cheia, com diâmetro de 1,5 m, caudal de projeto de 6 m³/s e altura de água a jusante baixa.

Através da Figura 5.6 (ábaco para altura de água a jusante baixa) e considerando d = 1,5 m, por se tratar se um escoamento em secção cheia, obtém-se um diâmetro médio de enrocamento D₅₀ de 0,3 m e um comprimento de tapete de enrocamento L_T de 10,5 m.

Exemplo 2: Considere-se a situação de um aqueduto retangular com 1,5x1,5, escoando com secção parcialmente cheia, com altura de água de 1 m, caudal de projeto de 5 m³/s e altura de água a jusante alta.

⁶ O conceito de altura de água a jusante é explicado no item 5.1.

Uma vez que se trata de uma situação de escoamento em secção parcialmente cheia e de um aqueduto retangular terá de se determinar um caudal de projeto ajustado, através da expressão (5.10b).

$$V = \frac{Q}{A_{molhada}} = \frac{5}{1,5 \times 1} = 3,33 \text{ m/s} \tag{5.10a}$$

$$Q_{ajustado} = \frac{\pi d^2}{4} \times V = \frac{\pi \times 1^2}{4} \times 3,33 = 2,62 \text{ m}^3/\text{s} \tag{5.10b}$$

Através da Figura 5.7 (ábaco para altura de água a jusante alta) e considerando o caudal ajustado de 2,62 m³/s e d = 1 m, obtém-se um diâmetro médio de enrocamento D₅₀ de 0,1 m e um comprimento de tapete de enrocamento L_T de 10 m.

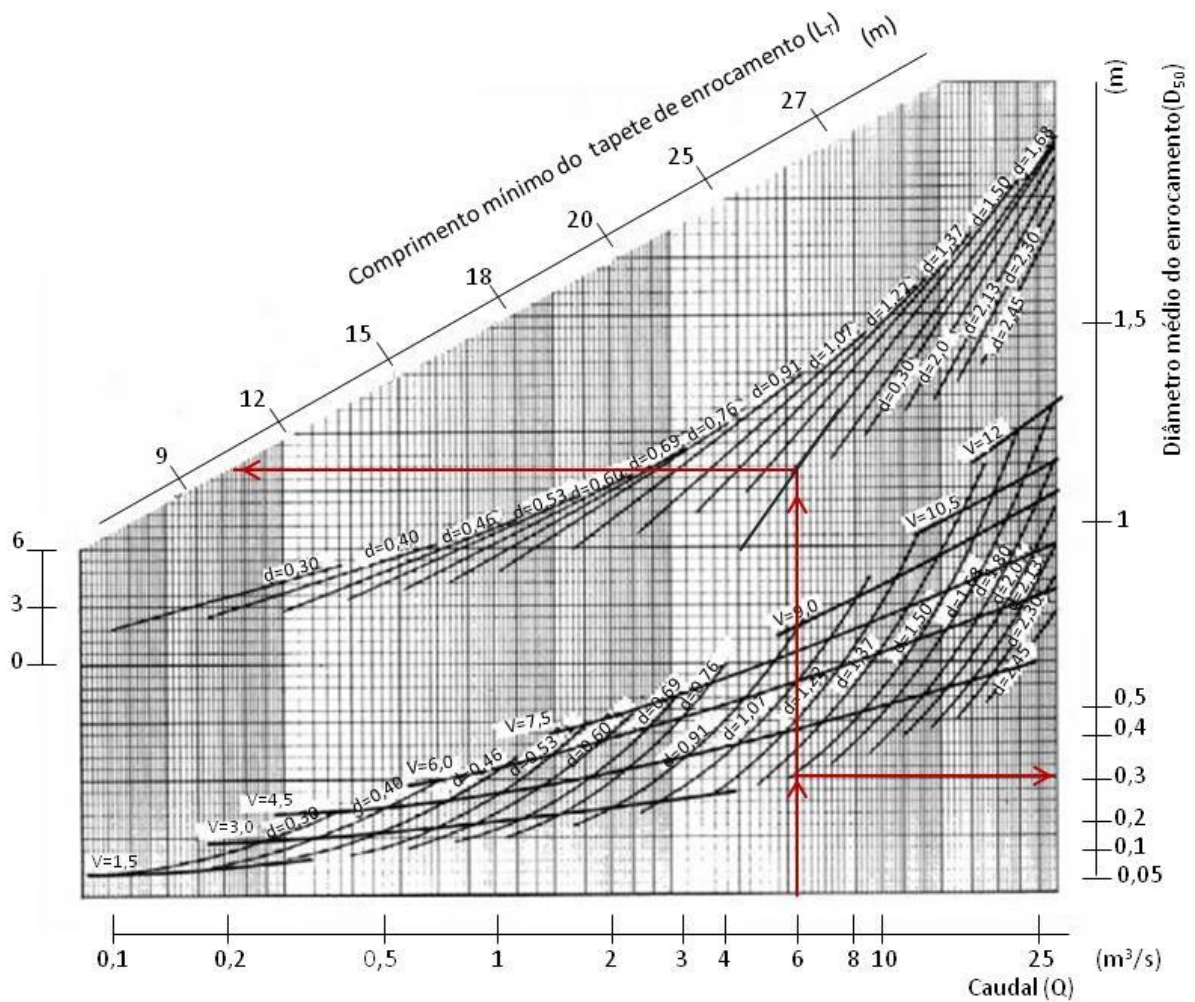


Figura 5.6: Curvas adimensionais para a determinação do diâmetro médio de enrocamento e extensão do tapete de enrocamento – Para situações de altura de água a jusante baixa (adaptado de Knox County Department of Engineering and Public Works, 2008)

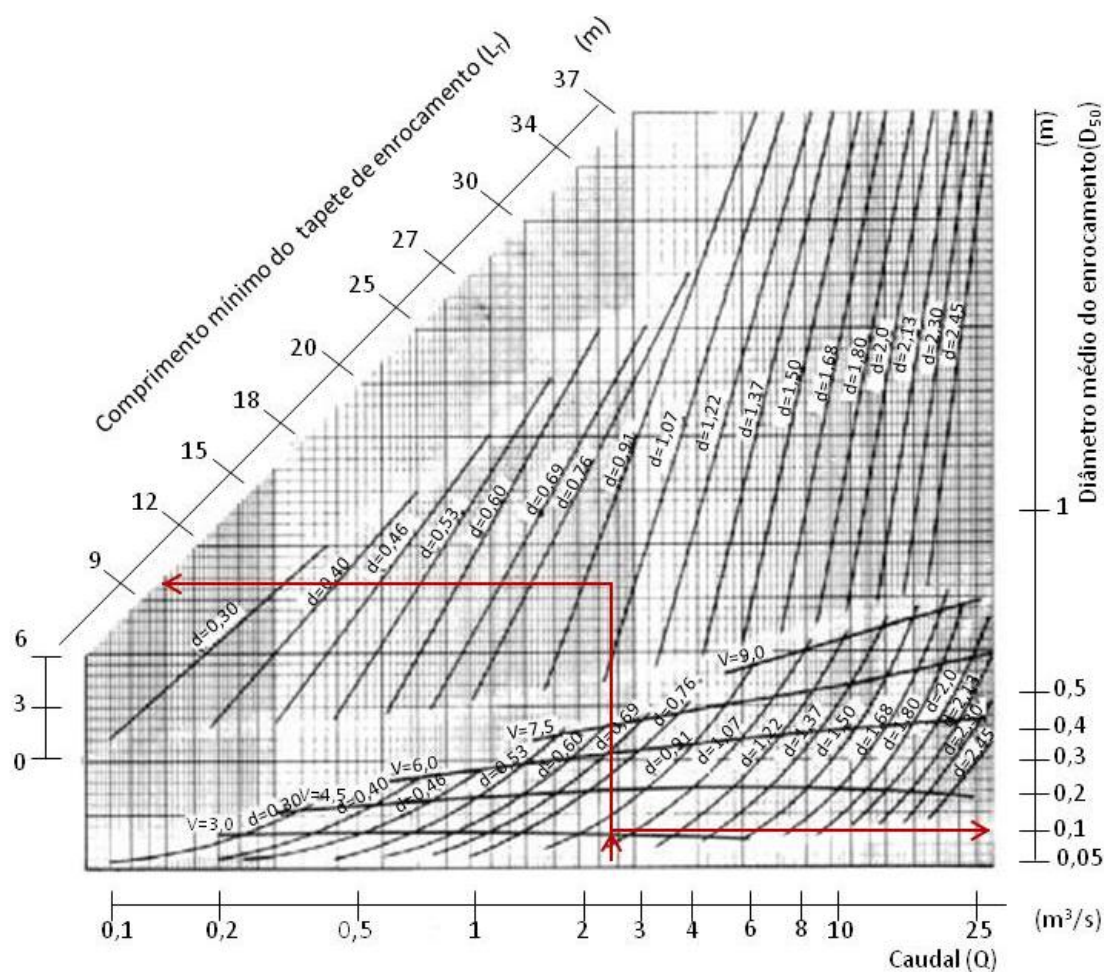


Figura 5.7: Curvas adimensionais para a determinação do diâmetro médio de enrocamento e extensão do tapete de enrocamento – Para situações de altura de água a jusante alta (adaptado de Knox County Department of Engineering and Public Works, 2008)

A utilização destas figuras pode ser substituída pela utilização de quadros, que se destinam a seleccionar dois parâmetros para o projeto de proteção com enrocamento à saída de aquedutos, em função do diâmetro da passagem hidráulica e do caudal de projeto.

A determinação do D_{50} será consoante a situação de altura de água a jusante. Para situações de altura de água a jusante baixa é aconselhável a utilização do Quadro 5.5 e para altura de água a jusante alta recomenda-se o uso do Quadro 5.6. Os valores obtidos deverão ser ajustados para cima no caso de a conduta escoar com secção parcialmente cheia.

É de referir que, se os valores dos caudais de dimensionamento forem maiores do que os indicados nos quadros, para cada diâmetro, a solução com tapetes de enrocamento poderá não ser viável.

Quadro 5.5: Diâmetro médio de enrocamento e comprimento do tapete de enrocamento em função do diâmetro da passagem hidráulica e do caudal de projeto – Para situações de altura de água a jusante baixa (adaptado de TDEC, 2002)

Diâmetro da PH (m)	Q (m³/s)	L _T (m)	D ₅₀ (m)	Q (m³/s)	L _T (m)	D ₅₀ (m)	Q (m³/s)	L _T (m)	D ₅₀ (m)	Q (m³/s)	L _T (m)	D ₅₀ (m)	Q (m³/s)	L _T (m)	D ₅₀ (m)
0,30	0,12	2,13	0,06	0,18	3,05	0,09	0,27	3,96	0,15	0,36	4,88	0,18	0,42	5,18	0,22
0,40	0,20	2,44	0,08	0,30	3,66	0,13	0,45	4,88	0,18	0,60	5,49	0,25	0,75	6,10	0,30
0,45	0,30	2,74	0,09	0,45	4,27	0,14	0,60	5,18	0,18	0,90	6,71	0,28	1,20	7,62	0,36
0,50	0,45	3,35	0,10	0,75	5,49	0,18	1,05	6,71	0,25	1,35	7,92	0,33	1,80	8,84	0,46
0,60	0,63	3,96	0,13	1,05	6,10	0,22	1,50	7,92	0,30	1,95	9,14	0,41	2,40	10,06	0,48
0,70	0,81	4,27	0,14	1,50	7,32	0,24	2,10	8,84	0,36	2,70	10,36	0,46	3,30	11,28	0,56
0,75	1,08	4,88	0,15	1,80	7,62	0,24	2,70	10,06	0,39	3,60	11,58	0,51	4,20	12,50	0,61
0,90	1,68	6,10	0,18	3,00	9,75	0,33	4,20	12,19	0,46	5,40	13,72	0,58	6,60	15,24	0,71
1,10	2,46	6,71	0,22	3,60	9,75	0,30	4,80	11,89	0,43	6,00	13,72	0,51	7,80	15,85	0,66
1,20	3,60	7,92	0,25	5,10	11,28	0,36	6,60	14,02	0,48	8,10	16,46	0,58	9,60	19,51	0,94

Quadro 5.6: Diâmetro médio de enrocamento e comprimento do tapete de enrocamento em função do diâmetro da passagem hidráulica e do caudal de projeto – Para situações de altura de água a jusante alta (adaptado de TDEC, 2002)

Diâmetro da PH (m)	Q (m³/s)	L _T (m)	D ₅₀ (m)	Q (m³/s)	L _T (m)	D ₅₀ (m)	Q (m³/s)	L _T (m)	D ₅₀ (m)	Q (m³/s)	L _T (m)	D ₅₀ (m)	Q (m³/s)	L _T (m)	D ₅₀ (m)
0,30	0,12	2,44	0,05	0,18	5,49	0,06	0,27	8,53	0,11	0,36	10,97	0,18	0,42	12,19	0,20
0,40	0,21	2,44	0,05	0,30	6,10	0,06	0,45	10,36	0,13	0,60	12,80	0,19	0,75	15,24	0,25
0,45	0,30	2,44	0,05	0,45	6,71	0,08	0,60	10,36	0,13	0,90	15,24	0,23	1,20	18,29	0,28
0,50	0,45	2,44	0,05	0,75	9,75	0,11	1,05	14,63	0,18	1,35	17,68	0,28	1,80	21,95	0,36
0,60	0,60	2,44	0,05	1,05	7,92	0,13	1,50	16,76	0,22	1,95	20,73	0,30	2,40	24,38	0,38
0,70	0,81	3,05	0,05	1,50	12,50	0,15	2,10	17,68	0,25	2,70	21,34	0,36	3,30	24,99	0,43
0,75	1,08	3,35	0,05	1,80	12,80	0,15	2,70	19,51	0,28	3,60	24,38	0,38	4,20	27,43	0,46
0,90	1,68	3,96	0,06	3,00	18,29	0,18	4,20	25,91	0,33	5,40	31,70	0,46	6,60	36,58	0,58
1,10	2,46	4,57	0,06	3,60	15,24	0,15	4,80	22,86	0,25	6,00	29,26	0,36	7,80	36,58	0,48
1,20	3,60	6,10	0,06	5,10	17,68	0,18	6,60	25,91	0,30	8,10	32,00	0,41	9,60	36,58	0,51

5.2.1.6 CAMADA DE FILTRO

A construção de um enrocamento de pedra grossa sobre um solo granular fino pode exigir a intercalação entre eles de um filtro, constituído por uma ou mais camadas de material granular, com granulometrias intermédias, para evitar ou minimizar a erosão do solo subjacente pela ação da água que circula ainda com velocidades elevadas nos vazios entre as pedras do enrocamento.

A avaliação da necessidade de utilização de um filtro passa pela verificação dos critérios expostos nas expressões (5.11a), (5.11b) e (5.11c) (Brown, et al., 1989).

$$\frac{D_{15 \text{ camada mais grossa}}}{D_{85 \text{ camada mais fina}}} < 5 \tag{5.11a}$$

$$5 < \frac{D_{15 \text{ camada mais grossa}}}{D_{15 \text{ camada mais fina}}} < 40 \quad (5.11b)$$

$$\frac{D_{50 \text{ camada mais grossa}}}{D_{50 \text{ camada mais fina}}} < 40 \quad (5.11c)$$

Onde D_{15} e D_{85} correspondem à dimensão dos peneiros que deixam passar, respetivamente, 15% e 85% do material (% em peso).

Os termos “camada mais grossa” e “camada mais fina” correspondem, respetivamente, a enrocamento e solo, quando se avalia a necessidade de colocação de filtro. Quando se procede ao dimensionamento do filtro os termos “camada mais grossa” e “camada mais fina” dizem respeito, respetivamente, a enrocamento e material do filtro ou a material do filtro e solo.

A expressão (5.11a) tem o objetivo de impedir a circulação da água através do filtro. A primeira parte da expressão (5.11b) prevê permeabilidade adequada para alívio estrutural das subpressões nas camadas do leito e a segunda parte fornece um critério de uniformidade. A expressão (5.11c) constitui um requisito de estabilidade.

Se uma única camada de material de filtro não satisfazer os requisitos devem ser usadas camadas adicionais de material do filtro. As curvas granulométricas para as várias camadas devem ser aproximadamente paralelas, para minimizar o arrastamento de finos a partir das camadas mais finas para as camadas mais grossas.

A espessura do filtro deve variar entre 0,15 m e 0,38 m para uma única camada, e de 0,10 m a 0,20 m para as camadas individuais de um filtro de camada múltipla (Brown, et al., 1989).

Relativamente a filtros constituídos por geotêxtil, devem ser avaliadas as aberturas dos poros da manta. Como ordem de grandeza, no Quadro 5.7 apresentam-se valores máximos para o tamanho da abertura dos poros da manta de geotêxtil e o tipo de solo. Estes valores são admissíveis para a maioria dos casos, com exceção de situações de solos muito erodíveis ou em condições de velocidades altas.

Quadro 5.7: Máxima abertura dos poros da manta de geotêxtil consoante o tipo de solo (adaptado de Kilgore, et al., 2005)

Tipo de solo	Tamanho da abertura dos poros da manta de geotêxtil (mm)
Não coesivo, menos de 15% passando a 0,075 mm (peneiro 200).	0,43
Não coesivo, de 15% a 50% passando a 0,075 mm (peneiro 200).	0,25
Não coesivo, mais de 50% passando a 0,075 mm (peneiro 200).	0,22
Coesivo, índice de plasticidade superior a 7.	0,30

Deve ser colocada uma camada de brita entre o enrocamento e a manta de geotêxtil com uma espessura da ordem dos 0,15 m a 0,20 m, de modo a evitar o rasgamento do filtro durante a colocação do enrocamento. De acordo com Ramos (2005), a espessura de camada depende das condições *in situ*, porém deve garantir um valor mínimo de 0,15 m.

5.2.1.7 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

Para o dimensionamento dos tapetes de enrocamento recomenda-se um procedimento de cálculo que compreende os seguintes passos:

Passo 1: Determinação das condições de altura de água a jusante.

Determinar as condições de altura de água a jusante, baixa ou alta, tendo como critério as condições apresentadas anteriormente. Esta distinção é necessária pois existem expressões de cálculo, quadros e ábacos que consideram condições distintas de altura de água a jusante.

Passo 2: Determinação do diâmetro médio do enrocamento (D_{50}) e do comprimento do tapete de enrocamento (L_T).

O diâmetro médio de enrocamento poderá ser calculado pelas expressões de cálculo (5.4), (5.5) e (5.6), que consideram distintos parâmetros. Consoante as condições de altura de água a jusante, o diâmetro médio do enrocamento poderá ser ainda ser obtido através dos Quadro 5.2, Quadro 5.5, Quadro 5.6, da Figura 5.6 e da Figura 5.7.

O comprimento do tapete de enrocamento poderá ser obtido através das relações com o diâmetro da passagem hidráulica, pelas expressões (5.7a) e (5.7b) para cada situação de altura de água a jusante ou ainda a partir dos Quadro 5.3, Quadro 5.5 e Quadro 5.6 em concordância com o diâmetro médio do enrocamento determinado.

Passo 3: Determinação da largura do tapete de enrocamento (W_T).

Tendo em consideração o canal a jusante da passagem hidráulica, bem definido ou não, as condições de altura de água a jusante e as restantes recomendações apresentadas no item 5.2.1.3 determinar a largura do tapete de enrocamento.

Passo 4: Determinação da espessura do tapete de enrocamento (e_T).

A partir das considerações apresentadas no item 5.2.1.4 determinar a espessura da proteção em enrocamento.

Passo 5: Definição da configuração do tapete de proteção e avaliação das dimensões determinadas.

A colocação de enrocamento terá em consideração as condições da zona natural a jusante da passagem hidráulica. Se a zona a jusante for constituída por um canal bem definido o enrocamento é colocado na base e nas margens do canal até uma altura definida no item 5.2.1.3. Por outro lado, se a zona de receção não é um canal bem definido é aconselhável que o tapete de enrocamento tenha a configuração apresentada na Figura 5.4 ou na Figura 5.5, consoante as condições de altura de água a jusante.

Sugere-se que sejam determinados os diâmetros médios de enrocamento, comprimento, largura e espessura do tapete de proteção, através dos diferentes métodos, optando-se pelo valor, para cada um deles, que for julgado o mais adequado, em função de uma análise de risco/prejuízo associado ao eventual subdimensionamento.

Passo 6: Avaliação da necessidade de utilização de filtro sob o enrocamento de proteção, caso se verifique essa mesma necessidade, proceder ao seu dimensionamento de acordo com o item 5.2.1.6.

5.2.2 TAPETE DE ENROCAMENTO À SAÍDA DE DISSIPADORES DE ENERGIA

Os tapetes de enrocamento a jusante de dissipadores de energia são necessários quando a velocidade do escoamento é elevada em relação à velocidade permitida pelo canal de receção e nos casos em que haja uma alteração abrupta na área de escoamento da secção transversal entre o dissipador de energia e o canal a jusante, o que pode resultar no desenvolvimento de vórtices erosivos (FEMA, 2010).

5.2.2.1 DIÂMETRO MÉDIO DE ENROCAMENTO

Thompson, et al. (2006) apresenta a expressão (5.12), recomendada por Searcy (1967), para a determinação do tamanho de enrocamento recomendado para uso a jusante de dissipadores de energia.

$$D_{50} = \frac{0,692}{S - 1} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad (5.12)$$

Em que,

D_{50} – diâmetro médio do enrocamento (m);

V – velocidade à saída do dissipador (m/s);

S – densidade relativa do enrocamento (-).

A expressão (5.12) para uma densidade relativa do enrocamento usual de 2,65 e feitas as simplificações possíveis conduz à expressão (5.12a).

$$D_{50} = 0,021V^2 \quad (5.12a)$$

Ramos (2010) aponta a expressão (5.13), apresentada em U.S. OF ENGINEERS (1970), para a determinação do diâmetro dos blocos D_{50} a jusante de bacias de dissipação de energia.

$$D_{50} = \frac{1}{C^2} \frac{V^2}{2g} \frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \quad (5.13)$$

Em que,

D_{50} – diâmetro médio do enrocamento (m);

V – velocidade à saída do dissipador (m/s);

γ_w – peso volúmico da água (9800 N/m³);

γ_s – peso volúmico do enrocamento (N/m³);

C – coeficiente de Izbash, com valores compreendidos entre 0,86, para escoamentos altamente turbulentos, e 1,20 para escoamentos com turbulência normal. No caso de escoamento a jusante de bacias de dissipação e energia, sugere-se a adoção do valor de $C = 1,10$.

A expressão (5.13) para um enrocamento de 26500N/m³ conduz à expressão (5.13a).

$$D_{50} = 0,025V^2 \quad (5.13a)$$

Samora (1993) apresenta a expressão (5.14) com base em critérios de dimensionamento analisados e estudados pelo autor. A equação apresentada resulta de uma série de simplificações.

$$D_{50} = \frac{V^2}{24} \quad (5.14)$$

Note-se que as expressões (5.12a), (5.13a) e (5.14) são semelhantes no seu uso exclusivo de velocidade como variável e diferem apenas em termos do coeficiente. São desprezados fatores como a altura de água a jusante, o caudal e o diâmetro da conduta. Tal facto é explicado em Samora (1993) quando se refere que a velocidade média do escoamento é o fator mais importante para o escoamento com elevada intensidade de macroturbulência.

5.2.2.2 COMPRIMENTO DO TAPETE DE ENROCAMENTO

O comprimento da proteção em enrocamento pode ser determinado com base na velocidade à saída do dissipador de energia em comparação com a velocidade admissível no canal natural,

sendo que quanto maior essa diferença maior será o comprimento para o escoamento se ajustar às condições do canal natural (Thompson, et al., 2006).

O comprimento do tapete de enrocamento a jusante das obras de dissipação de energia será recomendado no item de cada estrutura de dissipação.

5.2.3 TAPETE DE ENROCAMENTO EM CANAIS DE DRENAGEM A CÉU ABERTO

O enrocamento poderá constituir um revestimento em canais de drenagem a céu aberto. Ramos (2010) apresenta a expressão (5.15) para a determinação do diâmetro mínimo do material necessário para garantir estabilidade do leito em canais retilíneos e com taludes laterais de inclinação igual ou inferior a 1:2 (V:H).

$$D_{30} = 0,36y_o \left[\left(\frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \right)^{0,5} \frac{V}{\sqrt{gy_o}} \right]^{2,5} \quad (5.15)$$

Sendo,

D_{30} – diâmetro dos blocos de enrocamento tal que 30% em peso têm diâmetro inferior (m);

y_o – altura de água no canal (m);

γ_w – peso volúmico da água (9800 N/m³);

γ_s – peso volúmico do enrocamento (N/m³);

V – velocidade do escoamento (m/s).

5.3 BACIA DE DISSIPACÃO EM ENROCAMENTO

No projeto de uma bacia de dissipação em enrocamento devem ser determinadas todas as dimensões da estrutura como a profundidade (h_s), o comprimento (L_s) e a largura (W_s) da fossa de erosão, o comprimento (L_T) e a largura (W_T) do tapete de proteção, o diâmetro médio do enrocamento (D_{50}) e a espessura da camada de enrocamento.

A Figura 5.8 mostra o esquema desta bacia em planta e em corte longitudinal.

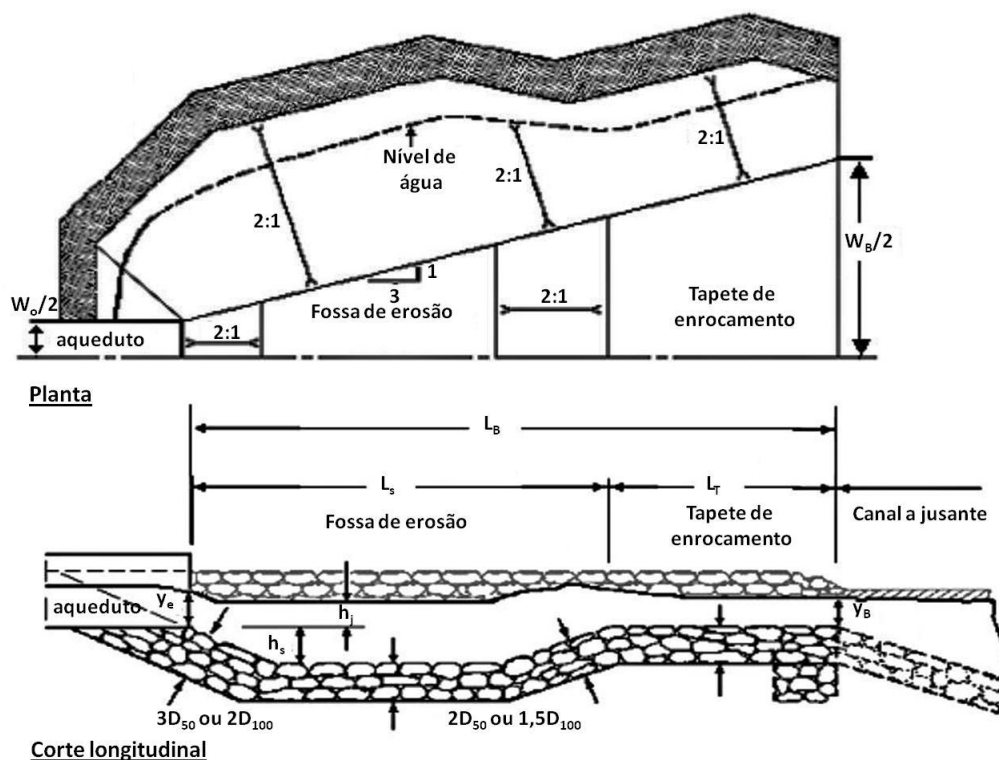


Figura 5.8: Esquema da bacia de dissipação em enrocamento (adaptado de Thompson, et al., 2006)

Como se verá de seguida, as variáveis mais importantes nestas bacias são a profundidade da fossa de erosão e o tamanho do enrocamento, pois é a partir destas duas medidas que serão definidas as restantes e que se poderá obter o melhor ajuste da estrutura.

5.3.1 DIÂMETRO MÉDIO DE ENROCAMENTO E PROFUNDIDADE DA FOSSA DE EROSÃO

A determinação do diâmetro médio de enrocamento está relacionada com a profundidade da fossa de erosão. O tamanho da fossa de erosão poderá ser ajustado através do tamanho dos blocos de enrocamento uma vez que este diminui à medida que a profundidade aumenta (FEMA, 2010).

O diâmetro médio de enrocamento não é obtido a partir de uma expressão de cálculo, como acontece no caso do tapete de enrocamento colocado para a proteção a jusante de passagens hidráulicas e de dissipadores de energia. Neste caso o diâmetro médio do enrocamento é selecionado de modo a verificar determinadas condições em relação à altura de água equivalente.

Thompson, et al. (2006) recomenda que a relação entre o diâmetro D_{50} e a altura de água equivalente y_e deverá ser: $D_{50}/y_e \geq 0,1$. Em Knox County Department of Engineering and Public Works (2008) refere-se que os resultados mais satisfatórios dizem respeito ao seguinte intervalo: $0,25 < D_{50}/y_e < 0,45$.

A profundidade da fossa de erosão é determinada em função da altura de água equivalente, da velocidade à saída do aqueduto e do diâmetro médio do enrocamento. Segundo Thompson, et al., (2006), a profundidade da fossa de erosão é determinada pela expressão (5.16).

$$\frac{h_s}{y_e} = 0,86 \left(\frac{D_{50}}{y_e} \right)^{-0,55} \left(\frac{V_o}{\sqrt{g y_e}} \right) - C_o \quad (5.16)$$

Em que,

h_s – profundidade da fossa de erosão (m);

y_e – altura de água equivalente à saída da passagem hidráulica (m);

D_{50} – diâmetro médio do enrocamento (m);

V_o – velocidade à saída da passagem hidráulica (m/s);

C_o – parâmetro relacionado com a profundidade de água a jusante (-).

O valor a atribuir ao parâmetro C_o é estabelecido em função de uma análise do risco/prejuízo associado ao eventual subdimensionamento e consequente falha no funcionamento da bacia de dissipação. A expressão (5.16a) é recomendada quando o risco é elevado e as consequências da falha, para o caudal de projeto, são graves. A expressão (5.16b) é recomendada quando o risco é baixo e as consequências da falha da bacia podem facilmente ser tratadas no âmbito da manutenção corrente.

$$\begin{aligned} C_o &= 1,4 && \text{para } h_j/y_e < 0,75 \\ C_o &= 4,0 (h_j/y_e) - 1,6 && \text{para } 0,75 < h_j/y_e < 1,0 \\ C_o &= 2,4 && \text{para } 1,0 < h_j/y_e \end{aligned} \quad (5.16a)$$

$$\begin{aligned} C_o &= 2,0 && \text{para } h_j/y_e < 0,75 \\ C_o &= 4,0 (h_j/y_e) - 1,0 && \text{para } 0,75 < h_j/y_e < 1,0 \\ C_o &= 3,0 && \text{para } 1,0 < h_j/y_e \end{aligned} \quad (5.16b)$$

Em FEMA (2010) recomenda-se para a determinação do parâmetro C_o a expressão (5.16a), uma vez que esta apresenta valores mais conservativos para a determinação da profundidade da fossa de erosão.

Deve ser verificada a relação entre a altura de água a jusante e o diâmetro médio do enrocamento. De acordo com Thompson, et al. (2006), a relação deve ser $h_s/D_{50} \geq 2$. Em Knox County Department of Engineering and Public Works (2008) recomenda-se um intervalo de valores para esta relação: $2 < h_s/D_{50} < 4$.

Caso não seja verificada esta condição deverá ser selecionado outro diâmetro médio de enrocamento e o cálculo da profundidade da fossa de erosão terá de ser revisto.

Em UDOT (2007) apresenta-se um método diferente para a determinação do diâmetro do enrocamento e para a profundidade da fossa de erosão.

Estas duas variáveis são obtidas através da Figura 5.9. Para o número de Froude à saída da passagem hidráulica é selecionado um determinado D_{50}/y_e , sendo que os valores mais satisfatórios dizem respeito ao intervalo $0,25 < D_{50}/y_e < 0,45$. A partir daqui obtém-se a relação h_s/y_e . Deve ser verificado que a relação entre a profundidade da fossa de erosão e o diâmetro médio do enrocamento esteja na seguinte gama de valores: $2 < h_s/D_{50} < 4$. Caso não se verifique devem ser repetidos os cálculos.

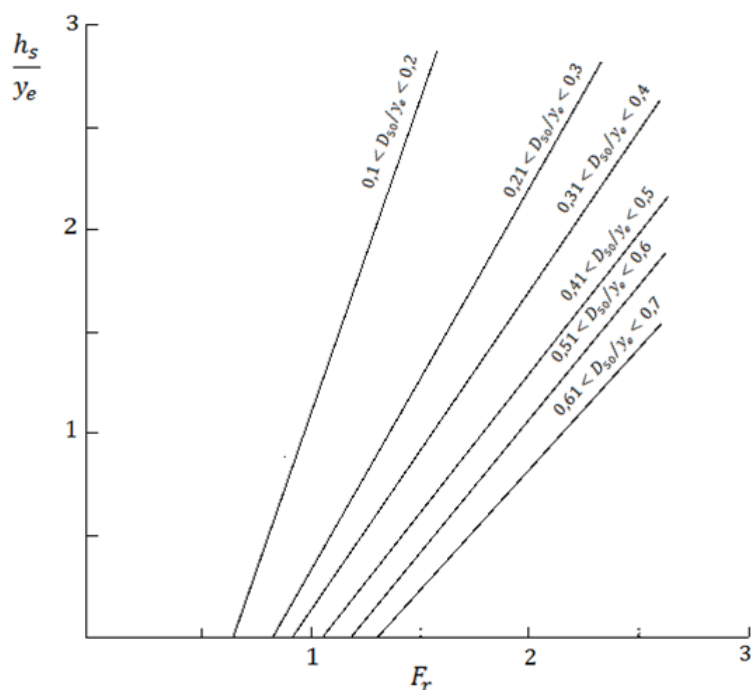


Figura 5.9: Variação de h_s/y_e em função de F_r e de D_{50}/y_e (adaptado de UDOT, 2007)

5.3.2 COMPRIMENTO DA BACIA

O comprimento da bacia de dissipação em enrocamento, quer da fossa de erosão quer do tapete de enrocamento, é obtido em função da profundidade de fossa de erosão, tendo que se verificar determinados valores em relação à largura da passagem hidráulica.

O comprimento da fossa de erosão (L_S) é determinado pela expressão (5.17a) (Thompson, et al., 2006; UDOT, 2007).

$$L_S = 10h_s \quad (5.17a)$$

O comprimento do tapete de enrocamento (L_T) é determinado pela expressão (5.17b).

$$L_T = 5h_s \quad (5.17b)$$

Tendo em consideração que L_S deverá ter um valor no mínimo igual a $3W_o$ e L_T no mínimo W_o , sendo W_o a largura da passagem hidráulica.

5.3.3 LARGURA DA BACIA

Segundo Thompson, et al. (2006) a bacia é alargada no sentido de jusante, numa proporção de 3:1. Assim, a largura na extremidade final da bacia (W_B) terá um valor de acordo com a expressão (5.18).

$$W_B = W_o + 2/3L_B \quad (5.18)$$

Sendo,

W_B – largura da bacia de enrocamento (m);

W_o – largura da passagem hidráulica (m);

L_B – comprimento total da bacia (m).

As paredes e o tapete de enrocamento da bacia devem ser inclinados de forma a criar uma transição entre a saída da conduta e o canal natural existente. As transições abruptas devem ser evitadas de modo a minimizar zonas de separação de escoamento e redemoinhos resultantes (Knox County Department of Engineering and Public Works, 2008).

5.3.4 ESPESSURA DA CAMADA DE ENROCAMENTO

O enrocamento colocado como revestimento na base da bacia da dissipação deverá ter uma determinada espessura. Thompson, et al. (2006) recomenda para o fundo e para a zona lateral da bacia uma espessura de $2D_{50}$ ou $1,5D_{100}$ e imediatamente à saída da passagem hidráulica deverá ter uma espessura relativamente maior, de $3D_{50}$ ou $2D_{100}$, como mostra a Figura 5.8.

5.3.5 CONDIÇÕES DE ESCOAMENTO A JUSANTE DA BACIA DE DISSIPACÃO

Depois de sofrer um ressalto hidráulico na fossa de erosão e de atingir o regime lento no tapete de enrocamento, assume-se que à saída da bacia de dissipação a altura de água e a velocidade do escoamento são iguais, respetivamente, à altura crítica e à velocidade crítica (Thompson, et al., 2006), salvo se houver imposição de uma altura de água a jusante superior à altura crítica.

A altura crítica à saída da bacia (y_c), que corresponde à altura de água a saída da bacia (y_B), pode ser determinada de forma iterativa usando a expressão (5.19).

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{[y_c(W_B + zy_c)]^3}{W_B + 2zy_c} \quad (5.19)$$

Em que,

Q – caudal de projeto (m^3/s);

g – aceleração da gravidade ($9,81m/s^2$);

y_c – altura crítica do escoamento, que corresponde à altura de água à saída da bacia (m);

W_B – largura da bacia (m);

z – inclinação lateral da bacia, z:1 (H:V). É aconselhável $z=2$.

A velocidade do escoamento à saída da bacia de dissipação deverá ser inferior à velocidade admissível no terreno natural a jusante, de outra forma provocará erosões no solo. A velocidade de saída admissível pode ser considerada como a velocidade máxima permitida tendo em conta o tipo de material de que é composto o canal natural a jusante.

No Quadro 2.1 apresentam-se valores máximos de velocidades para cada tipo de material.

5.3.6 ENROCAMENTO ADICIONAL A JUSANTE

A altura de água a jusante para além de influenciar a forma da fossa de erosão também dita a necessidade de enrocamento adicional a jusante da bacia de dissipação.

Se a altura de água for inferior a 75% da altura de água à saída do aqueduto ($h_j/y_o \leq 0,75$) não é necessário enrocamento adicional a jusante, uma vez que se prevê que a redução da velocidade do escoamento ocorra na fossa de erosão. Por outro lado, caso a altura de água a jusante seja superior a 75% da altura de água de água à saída da passagem hidráulica ($h_j/y_o > 0,75$) sugere-se a colocação de enrocamento adicional.

Para determinar a extensão da proteção adicional de enrocamento, Thompson, et al. (2006) recomenda a utilização da Figura 5.10. Sendo V_L a velocidade à saída da proteção adicional em enrocamento, V_o a velocidade à saída da passagem hidráulica, L a distância desde a saída da passagem hidráulica até ao final da proteção adicional em enrocamento e D_e o diâmetro equivalente.

O valor de D_e é determinado para secções circulares parcialmente cheias ou secções não circulares, utilizando a área transversal molhada, através da expressão (5.20).

$$A_{molhada} = \frac{\pi D_e^2}{4} \quad (5.20)$$

O objetivo da utilização desta figura é determinar um valor de L tal que $V_L \leq V_{permitida}$.

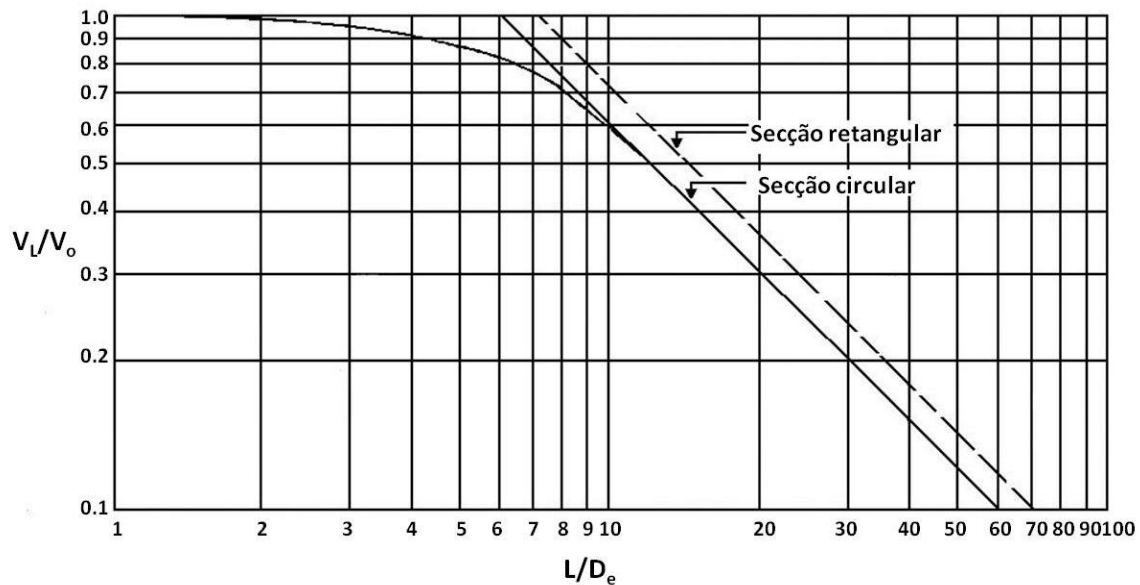


Figura 5.10: Distribuição da velocidade do escoamento em saídas submersas (adaptado de Thompson, et al., 2006)

5.3.7 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

Para o dimensionamento de bacias de dissipação de energia em enrocamento sugere-se a seguinte metodologia de cálculo, baseada no procedimento apresentado em Thompson, et al. (2006).

Passo 1: Determinação a velocidade à saída da passagem hidráulica (V_o).

Cálculo da velocidade à saída da passagem hidráulica, tendo em consideração o regime de escoamento e utilizando a altura de água à saída da passagem hidráulica.

Passo 2: Determinação da profundidade equivalente (y_e).

Passo 3: Determinação do número de Froude (F_r).

Passo 4: Seleção do diâmetro médio do enrocamento (D_{50}).

Tendo em consideração que é recomendado que $0,25 < D_{50}/y_e < 0,45$, seleccionar um determinado diâmetro médio de enrocamento.

Passo 5: Determinação da profundidade da fossa de erosão (h_s).

Através da expressão (5.16) ou da Figura 5.9 obter a profundidade da fossa de erosão.

Verificar se a condição $2 < h_s/D_{50} < 4$ é satisfeita. Caso contrário devem ser repetidos os passos 4 e 5.

Passo 6: Determinação do comprimento da fossa de erosão (L_s), do comprimento do tapete de enrocamento (L_T), a largura total da bacia (W_B) e da espessura do enrocamento.

Cálculo do comprimento da bacia de dissipação através das expressões (5.17a) ou (5.17b), da largura da bacia pela expressão (5.18) e a espessura do enrocamento tendo em conta o especificado no item 5.3.4.

Passo 7: Determinação da velocidade de saída (V_B) e comparação com a velocidade de saída admissível ($V_{admissivel}$).

Cálculo da velocidade à saída da bacia de dissipação. Se $V_B \leq V_{permitida}$ as dimensões da bacia desenvolvida no passo 6 são aceitáveis.

Passo 8: Avaliação do tamanho da bacia determinado.

Poderá ser possível reduzir o tamanho da bacia através do aumento do tamanho do enrocamento. Também poderá ser possível manter a dimensão da fossa de dissipação e reduzir a inclinação do tapete para reduzir a largura de saída para melhor o ajuste do canal a jusante.

Os passos 4, 5 e 6 são repetidos de modo a avaliar diferentes alternativas de dissipadores e optar pela melhor solução em termos de dimensões.

Passo 9: Avaliação da necessidade de enrocamento adicional a jusante da bacia de dissipação.

Através das condições de altura de água a jusante avaliar a necessidade de enrocamento adicional a jusante da bacia de dissipação. Caso se verifique que é aconselhável enrocamento adicional utilizar a Figura 5.10 para determinar a extensão da proteção.

Passo 10: Avaliação da necessidade de utilização de filtro sob o enrocamento de proteção e caso se verifique essa mesma necessidade proceder ao seu dimensionamento, de acordo com o item 5.2.1.6.

5.4 PROTEÇÃO COM GABIÕES

O dimensionamento das estruturas em gabiões a colocar à saída de passagens hidráulicas consiste na determinação das dimensões das estruturas.

Os gabiões têm dimensões padronizadas definidas pelos fabricantes. A título de exemplo refere-se no Quadro 5.8, Quadro 5.9 e Quadro 5.10 as medidas definidas pelos seguintes fabricantes de gabiões: *Maccaferri*, *Gabião Belgo* e *Gabimarão*.

As dimensões apresentadas para o comprimento, largura e altura podem ser conjugadas umas com as outras, com algumas exceções referidas nas notas 1 e 2.

- Maccaferri

Quadro 5.8: Dimensões definidas pela *Maccaferri* no fabrico de gabiões caixa e colchões reno (*Maccaferri*, 2010)

Gabião Caixa			Colchão reno		
Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)	Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)
1,5			3		
2			4		0,17
3	1	0,5	5	2	0,23
4	2	1	6		0,30
5					
6					

- Gabião Belgo

Quadro 5.9: Dimensões definidas pelo *Gabião Belgo* no fabrico de gabiões caixa e colchões reno (adaptado de ArcelorMittal, 2010)

Gabião Caixa			Colchão reno		
Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)	Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)
1,5			3		
2			4		0,17
3	1	0,5	5	2	0,23
4	1,5	1	6		0,30
5					

Nota 1: Nos gabiões caixa a largura de 1,50 m só é fabricada para um comprimento de 5 m.

- Gabimarão

Quadro 5.10: Dimensões definidas pela *Gabimarão* no fabrico de gabiões caixa e colchões reno (adaptado de Gabimarão)

Gabião Caixa			Colchão reno		
Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)	Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)
2			3		
3	1	0,5	4		0,20
4	1,5	1		2	0,30

Nota 2: Nos gabiões caixa a largura de 1,50 m só é fabricada para um comprimento de 3 m e largura de 1 m.

A Figura 5.11 e a Figura 5.12 apresentam uma representação esquemática de gabião caixa e de colchão reno, respetivamente.

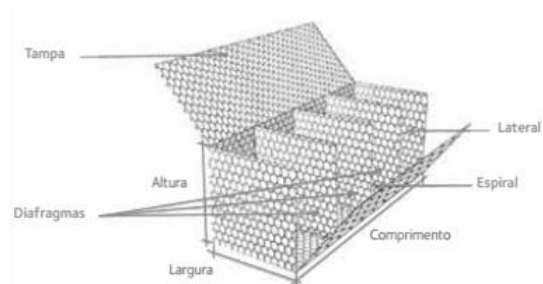


Figura 5.11: Esquema de gabião caixa (extraído de ArcelorMittal, 2010)

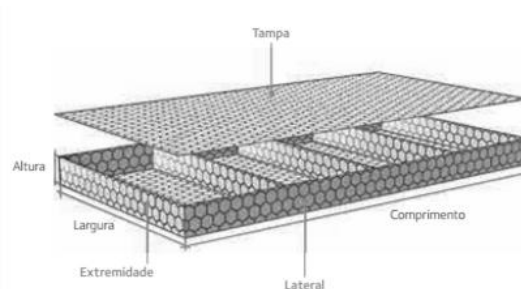


Figura 5.12: Esquema de colchão reno (extraído de ArcelorMittal, 2010)

O tamanho de material a colocar no interior dos gabiões terá de superior às aberturas da malha.

De acordo com Gabimarrão, as aberturas das malhas poderão ter dimensões de 5x7 cm e 8x10 cm. Gabião Belgo define a abertura das malhas de 8x10 cm para gabiões caixa, e 6x8 cm no caso de colchões reno. Maccaferri refere que numa malha com aberturas de 8x10 cm é necessário utilizar pedra com diâmetro médio entre 12 e 15 cm.

As dimensões das estruturas em gabiões são definidas com base na velocidade do escoamento à saída da passagem hidráulica. O Quadro 5.11 apresenta comprimentos e espessuras propostas para gabiões em função da velocidade.

Quadro 5.11: Comprimento e espessura das estruturas de gabiões na dissipação de energia (adaptado de Ramos, 2005)

Velocidade à saída da passagem hidráulica (m/s)	Comprimento de proteção (m)	Espessura do gabião (m)
2,1 a 3,0	3,0	0,30
3,0 a 4,5	4,0 a 7,0	0,45

O Quadro 5.12 apresenta indicações relativamente à velocidade crítica e à velocidade limite do escoamento para cada espessura de gabião caixa e colchão reno, referindo também os tamanhos do material a colocar no interior do gabião.

A velocidade crítica é a condição de início de movimento das pedras do revestimento. A velocidade limite é a velocidade que o revestimento consegue suportar durante breves períodos de tempo, admitindo-se pequenos movimentos das pedras no interior dos gabiões (Lemos, 2008).

Quadro 5.12: Velocidade crítica e velocidade limite para colchão reno e gabião caixa (extraído de Lemos, 2008)

Tipo	Espessura (m)	Pedras de enchimento		Velocidade crítica (m/s)	Velocidade limite (m/s)
		Dimensões (m)	D ₅₀ (m)		
Colchão reno	0,17	0,07 a 0,10	0,085	3,5	4,2
		0,07 a 0,15	0,110	3,8	4,5
	0,23	0,07 a 0,10	0,085	3,7	4,5
		0,07 a 0,15	0,110	4,1	4,9
	0,30	0,07 a 0,12	0,100	4,0	4,7
		0,10 a 0,15	0,125	4,3	5,0
Gabião caixa	0,50	0,10 a 0,20	0,150	4,9	5,8
		0,12 a 0,25	0,190	5,5	6,4

5.5 BACIA DE DISSIPACÃO POR IMPACTO TIPO VI

O dimensionamento de bacias de dissipação por impacto Tipo VI baseia-se na determinação da largura da bacia e a partir da qual se obtêm as restantes dimensões, incluindo o defletor e a soleira terminal. A determinação da largura poderá ser conseguida através de ábacos e expressões de cálculo, consoante diferentes modelos de dimensionamento apresentados por autores distintos.

De seguida serão apresentadas os diferentes modelos de dimensionamento sugeridos por FHWA, Peterka, Estado de Geórgia e por Smith e Korolischuk.

5.5.1 MODELO DE FHWA

O modelo de FHWA sugere que a largura da bacia seja determinada em função do número de Froude à entrada da bacia e tendo em consideração a energia específica do escoamento, através da Figura 5.13.

Esta curva adimensional, obtida com base em resultados de ensaios realizados pelo Departamento de Obras Públicas da cidade de Los Angeles, mostra a relação entre o número de Froude e o rácio da energia específica do escoamento que entra no dissipador com a largura necessária para a bacia de dissipação (H_o/W_B).

A energia específica (H_o) é dada pela expressão (5.21).

$$H_o = y_e + \frac{V_o^2}{2g} \quad (5.21)$$

Em que,

H_o – energia específica do escoamento (m);

y_e – altura de água equivalente (m);

V_o – velocidade à entrada da bacia de dissipação (m/s);

g – aceleração da gravidade ($9,81\text{m/s}^2$).

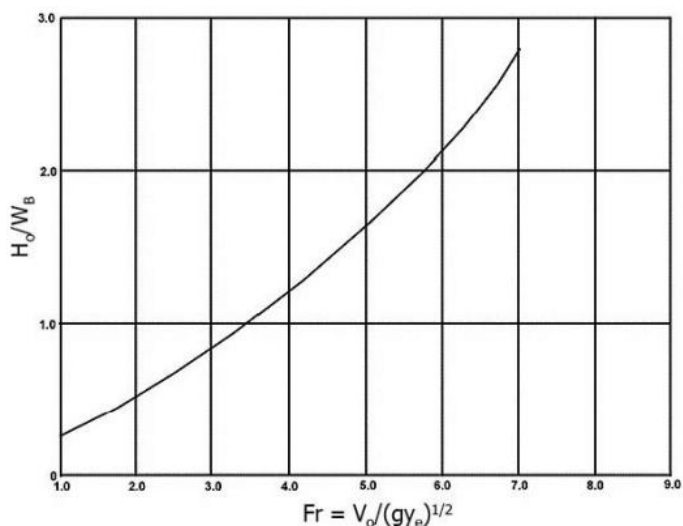


Figura 5.13: Curva de projeto da bacia de dissipação por impacto Tipo VI (extraído de Thompson, et al., 2006)

Uma vez determinada a largura da bacia (W_B) é possível definir as outras dimensões através do Quadro 5.13. É de referir que para o uso deste quadro não são necessárias interpolações. Desta forma, o valor a considerar será o mais próximo do obtido no cálculo.

Quadro 5.13: Dimensões da bacia de dissipação por impacto Tipo VI (extraído de Thompson, et al., 2006)

W_B (m)	h_1 (m)	h_2 (m)	h_3 (m)	h_4 (m)	L (m)	L_1 (m)	L_2 (m)	W_1 (m)	W_2 (m)	t_1 (m)	t_2 (m)	t_3 (m)	t_4 (m)	t_5 (m)
1,0	0,79	0,38	0,17	0,43	1,40	0,59	0,79	0,08	0,26	0,15	0,15	0,15	0,15	0,08
1,5	1,16	0,57	0,25	0,62	2,00	0,88	1,16	0,13	0,42	0,15	0,15	0,15	0,15	0,08
2,0	1,54	0,75	0,33	0,83	2,68	1,14	1,54	0,15	0,55	0,15	0,15	0,15	0,15	0,08
2,5	1,93	0,94	0,42	1,04	3,33	1,43	1,93	0,18	0,68	0,16	0,18	0,18	0,16	0,08
3,0	2,30	1,12	0,50	1,25	4,02	1,72	2,30	0,22	0,83	0,20	0,20	0,22	0,20	0,08
3,5	2,68	1,32	0,58	1,46	4,65	2,00	2,68	0,26	0,91	0,20	0,23	0,23	0,21	0,10
4,0	3,12	1,51	0,67	1,67	5,33	2,28	3,08	0,30	0,91	0,20	0,28	0,25	0,25	0,10
4,5	3,46	1,68	0,75	1,88	6,00	2,56	3,46	0,36	0,91	0,20	0,30	0,30	0,30	0,13
5,0	3,82	1,87	0,83	2,08	6,52	2,84	3,82	0,39	0,91	0,22	0,31	0,30	0,30	0,15
5,5	4,19	2,03	0,91	2,29	7,29	3,12	4,19	0,41	0,91	0,22	0,33	0,33	0,33	0,18
6,0	4,60	2,25	1,00	2,50	7,98	3,42	4,60	0,45	0,91	0,25	0,36	0,35	0,35	0,19

A Figura 5.14 representa o esquema da bacia de dissipação por impacto Tipo VI, recomendada por Thompson, et al. (2006), em planta e em corte longitudinal. Nesta figura identificam-se as variáveis do Quadro 5.13.

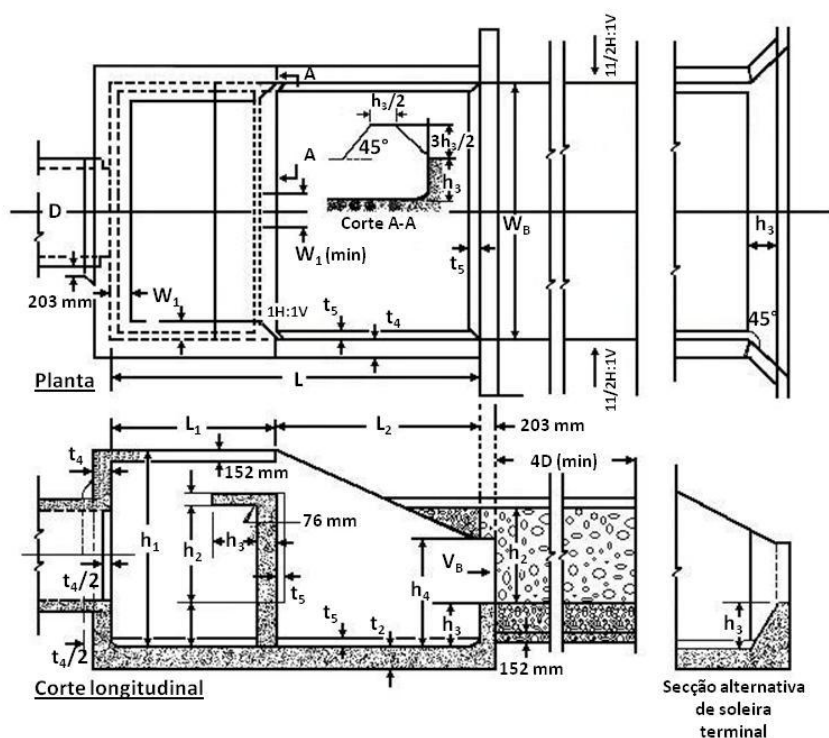


Figura 5.14: Esquema da bacia de dissipação por impacto Tipo VI – Modelo de FHWA (extraído de Thompson, et al., 2006)

5.5.2 MODELO PETERKA

O modelo de dimensionamento sugerido por Peterka consiste na determinação da largura da bacia, em função do caudal, através da Figura 5.15.

A Figura 5.15 é constituída por duas linhas paralelas que mostram, para uma dada largura de bacia, o intervalo de valores de caudais através do qual é obtido o melhor funcionamento. Para a determinação de uma largura apropriada para a bacia de dissipação, utilizando esta figura, deve ser considerado o espaço entre as duas linhas.

A linha de limite inferior não deve ser ultrapassada porque resultará num funcionamento inadequado da estrutura, uma vez que se traduz na adoção de uma largura menor do que seria necessário. Por outro lado, a linha de limite superior poderá ser excedida, o que resultaria numa maior largura na bacia de dissipação. Porém este sobredimensionamento não daria nenhuma melhoria apreciável no funcionamento da estrutura (FEMA, 2010).

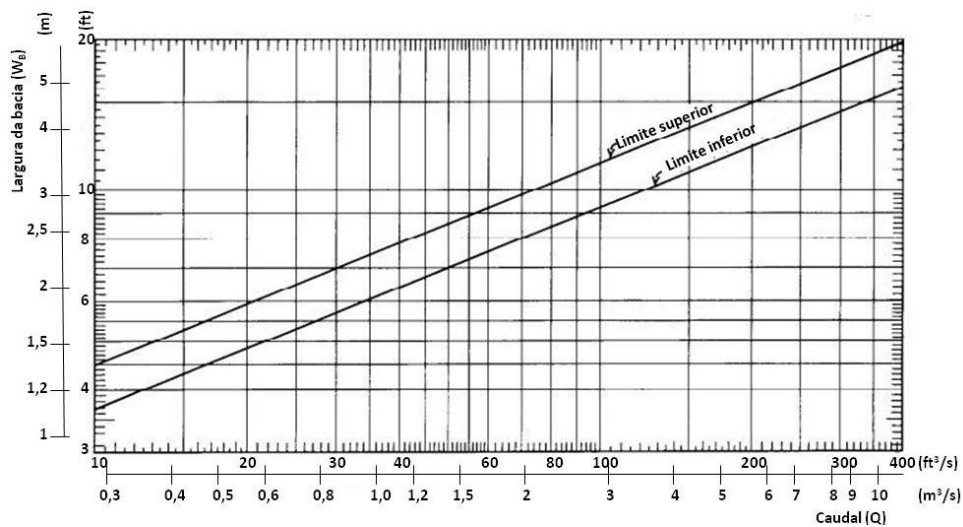


Figura 5.15: Dimensão base da bacia de dissipação por impacto Tipo VI em função do caudal – Modelo Peterka (adaptado de Peterka, 1984)

A Figura 5.16 representa o esquema da bacia de dissipação por impacto Tipo VI – Modelo Peterka. Note-se que este modelo é bastante semelhante ao apresentado no Modelo FHWA, apresentado na Figura 5.14, porém no modelo FHWA existe uma ligação na zona central entre o bloco defletor e a soleira da bacia.

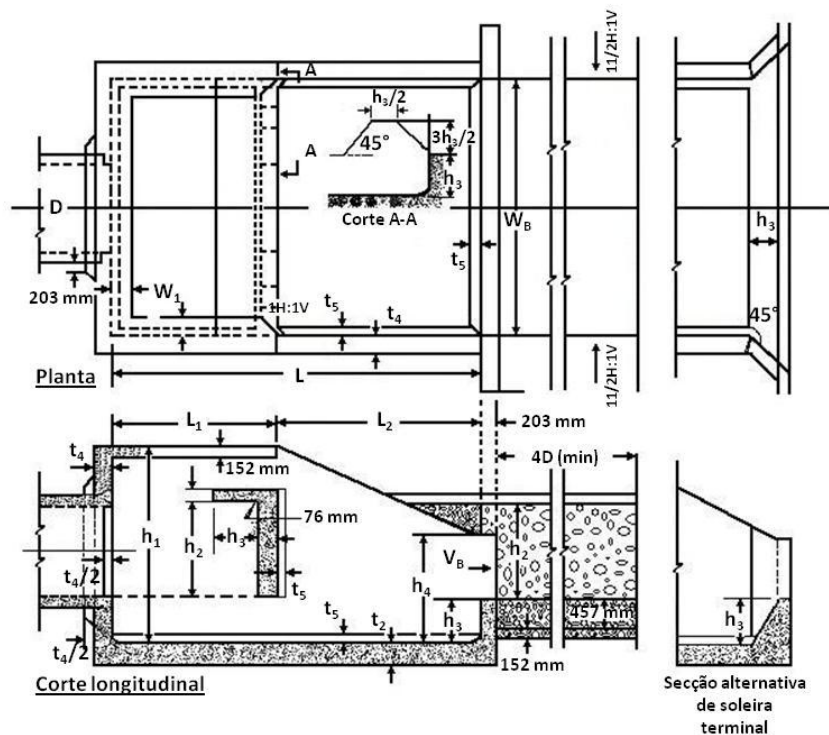


Figura 5.16: Esquema da bacia de dissipação por impacto Tipo VI – Modelo Peterka (adaptado de Peterka, 1984)

Peterka recomenda que as dimensões da bacia bem como o diâmetro de enrocamento a considerar na proteção a jusante sejam de acordo com o Quadro 5.14, obtido através de ensaios experimentais, para velocidade de 3,6 m/s.

Uma vez que é provável a velocidade ser diferente de 3,6 m/s, para o uso do Quadro 5.14 ter-se-á de determinar o diâmetro equivalente (da conduta de chegada) para esta velocidade (Tomaz, 2010).

Quadro 5.14: Dimensões da bacia de dissipação por impacto Tipo VI para velocidades de 3,6 m/s (adaptado de Tomaz, 2010)

D_e (m)	Q (m ³ /s)	W_B (m)	h_1 (m)	L (m)	L_1 (m)	L_2 (m)	h_4 (m)	h_3 (m)	W_1 (m)	W_2 (m)	t_4 (m)	t_2 (m)	t_1 (m)	t_5 (m)	D_{50} (m)
0,40	0,59	1,7	1,24	2,20	0,83	0,83	0,83	0,28	0,14	0,28	0,15	0,17	0,15	0,08	0,10
0,60	1,08	2,0	1,46	2,60	0,98	0,98	0,98	0,33	0,16	0,33	0,15	0,17	0,15	0,08	0,18
0,80	1,67	2,6	1,91	3,40	1,28	1,28	1,28	0,43	0,21	0,43	0,15	0,17	0,18	0,08	0,22
0,90	2,41	2,9	2,14	3,80	1,43	1,43	1,43	0,48	0,24	0,48	0,18	0,19	0,20	0,08	0,23
1,00	3,25	3,2	2,36	4,20	1,58	1,58	1,58	0,53	0,26	0,53	0,20	0,22	0,23	0,10	0,24
1,20	4,27	3,5	2,59	4,60	1,73	1,73	1,73	0,58	0,29	0,58	0,23	0,24	0,25	0,10	0,27
1,30	5,41	4,1	3,04	5,40	2,03	2,03	2,03	0,68	0,34	0,68	0,25	0,27	0,25	0,10	0,30
1,50	6,68	4,4	3,26	5,80	2,18	2,18	2,18	0,73	0,36	0,73	0,28	0,29	0,28	0,15	0,33
1,80	9,59	5,0	3,71	6,60	2,48	2,48	2,48	0,83	0,41	0,83	0,30	0,32	0,30	0,15	0,36

O diâmetro equivalente é determinado usando o seguinte procedimento:

- a. Considerar a expressão (5.22a).

$$Q = AV \quad (5.22a)$$

- b. A área é dada pela expressão (5.22b).

$$A = \frac{\pi D_e^2}{4} \quad (5.22b)$$

- c. Substituindo V por 3,6 m/s e a expressão (5.22a) na (5.22b), obtém-se a expressão (5.21c), a partir da qual se pode determinar D_e .

$$\frac{Q}{3,6} = \frac{\pi D_e^2}{4} \quad (5.22c)$$

5.5.3 MODELO GEÓRGIA

O modelo analítico usado no Estado de Geórgia consiste na determinação da largura da bacia em função do número de Froude, e obter as restantes dimensões através de relações em que a variável é essa mesma largura da bacia.

Este modelo apresenta o mesmo esquema de estrutura que o Modelo de Peterka, apresentado na Figura 5.16, porém o dimensionamento é distinto.

Recomenda-se que a largura da bacia seja determinada pela expressão (5.23) (Tomaz, 2010).

$$\frac{W_B}{D} = 2,88F_r^{0,566} \quad (5.23)$$

Sendo,

W_B – largura mínima da bacia (m);

D – altura de água à entrada da bacia (m);

F_r – número de Froude (-).

A relação W_B/D está limitada a uma gama de valores entre 3 a 10, que corresponde a um número de Froude entre 1 e 9. Se for considerada uma largura muito maior do que a obtida no cálculo, o escoamento poderá passar sob o defletor e a dissipação de energia não será eficaz.

No caso de passagens hidráulicas circulares o valor de D é igual ao diâmetro. Por outro lado, no caso de passagens hidráulicas retangulares, D é obtido a partir da expressão (5.24) (Ramos, 2010).

$$D = \sqrt{Q/V} \quad (5.24)$$

Todos os restantes parâmetros geométricos são determinados a partir de relações que têm por base o valor da largura W_B (Tomaz, 2010).

$$L = 4/3W_B \quad (5.24a) \quad h_4 = 1/3W_B \quad (5.24e)$$

$$h_1 = 3/4W_B \quad (5.24b) \quad W_1 = 1/12W_B \quad (5.24f)$$

$$L_1 = 1/2W_B \quad (5.24c) \quad h_3 = 1/6W_B \quad (5.24g)$$

$$h_2 = 3/8W_B \quad (5.24d)$$

5.5.4 MODELO DE SMITH E KOROLISCHUK

A bacia de dissipação por impacto sugerida por Smith e Korolischuk, apresentada em Martins (2000) e em Ramos (2010), tem a particularidade de incluir blocos defletores colocados na soleira da bacia. O facto de serem considerados estes blocos anula a necessidade de enrocamento a jusante.

As dimensões desta bacia são definidas de forma análoga ao modelo apresentado por Geórgia, diferindo dela apenas por incluir blocos defletores e ter um comprimento superior.

De acordo com Ramos (2010), a largura desta deve ser determinada pela expressão (5.25).

$$\frac{W_B}{D} = 1,60 \left(\frac{Q}{D^{5/2}} \right)^{0,55} \quad (5.25)$$

Sendo,

W_B – largura mínima da bacia (m);

D – altura de água à entrada da bacia (m);

Q – caudal de projeto (m^3/s).

As restantes dimensões da bacia são determinadas em função da largura da bacia e de acordo com a Figura 5.17.

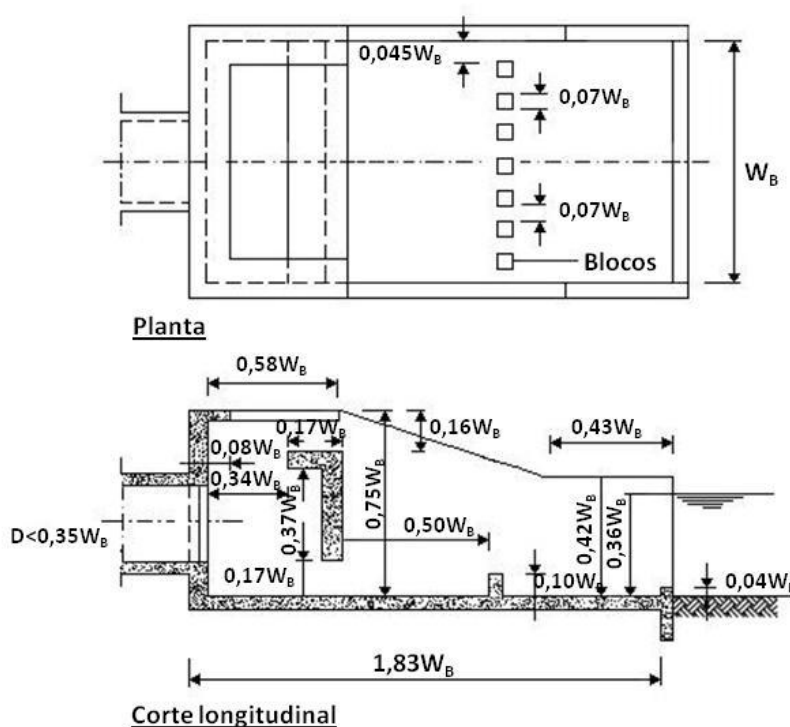


Figura 5.17: Esquema da bacia de dissipação por impacto Tipo VI – Modelo de Smith e Korolischuk (extraído de Martins, 2000)

As dimensões e a localização dos blocos defletores colocados na soleira da bacia também são definidas em função da largura da bacia. A altura dos blocos deverá ser $0,30W_B$, a largura e o espaçamento entre os blocos $0,07W_B$. A distância entre os blocos da extremidade e a parede lateral deverá ser igual a $0,045W_B$.

Uma vez que as dimensões dos blocos são definidas em função da largura, o número de blocos para esta bacia fica assim fixado, ou seja, igual a 7. É recomendado que os blocos defletores colocados na soleira da bacia sejam colocados a uma distância de $0,50W_B$ do defletor vertical.

5.5.5 PROTEÇÃO COM ENROCAMENTO À SAÍDA DA BACIA DE DISSIPACÃO

Apesar de grande parte da energia do escoamento ser dissipada na bacia de dissipação, à saída poderá ainda a velocidade não ser adequada para a restituição no canal a jusante. Desta forma, poderá justificar-se a aplicação de um enrocamento de proteção à saída da bacia.

A avaliação da velocidade à saída do dissipador poderá ser definida através da expressão (5.26). A determinação da velocidade de saída, V_B , pode ser feita recorrendo a um balanço de energia entre a entrada e a saída da bacia de dissipação, através da expressão (5.26) (Thompson, et al., 2006).

$$\frac{Q}{W_B V_B} + \frac{V_B^2}{2g} = H_o \left(1 - \frac{H_L}{H_o} \right) \quad (5.26)$$

Sendo,

V_B – velocidade à saída da bacia de dissipação (m/s);

Q – caudal de projeto (m^3/s);

W_B – largura da bacia (m);

H_o – energia específica à saída da passagem hidráulica (m);

H_L – energia específica à saída da bacia de dissipação (m).

A relação H_L/H_o é obtida através da Figura 5.18.

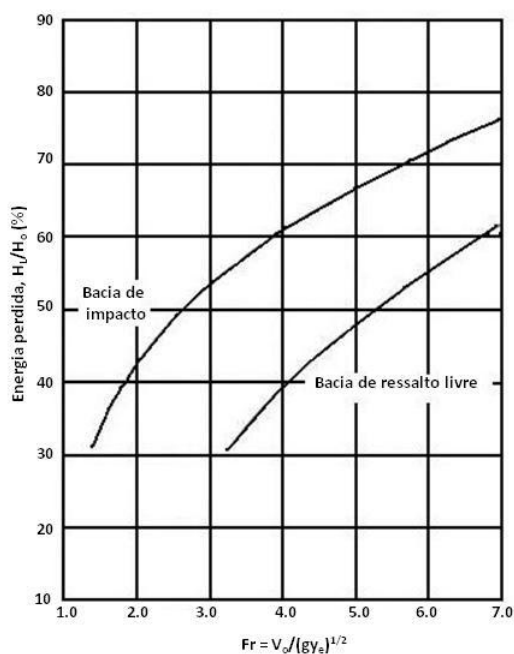


Figura 5.18: Energia perdida na bacia de dissipação por impacto Tipo VI (adaptado de Thompson, et al., 2006)

A expressão (5.26) é uma equação cúbica, dando 3 soluções, 2 delas positivas e uma negativa. Considera-se apenas as soluções positivas, podendo conduzir a uma solução subcrítica (regime lento) e supercrítica (regime rápido). No caso de altura de água a jusante ser baixa, a solução é supercrítica. Por outro lado, se a altura de água a jusante for alta a solução é subcrítica.

No dimensionamento da proteção com enrocamento a colocar a jusante da bacia de dissipação deve ser determinado o diâmetro médio do enrocamento, o comprimento, largura e espessura da proteção.

A determinação do diâmetro é sugerida de diferentes forma, consoante autores distintos.

Segundo Thompson, et al. (2006), o diâmetro médio do enrocamento deverá ser determinado de acordo com a expressão (5.12) apresentada anteriormente, enquanto que Martins (2000) sugere que seja determinado pela expressão (5.14).

Ramos (2005) e Tomaz (2010) recomendam que se recorra a uma proteção em enrocamento com diâmetro médio igual a $\frac{W_B}{20}$.

Lencastre (1996) sugere ainda que o diâmetro médio do enrocamento a colocar a jusante de bacias de dissipação por impacto seja determinado em função do diâmetro da passagem hidráulica, dado pelo Quadro 5.15.

Quadro 5.15: Diâmetro do enrocamento de proteção em bacias de dissipação por impacto sem blocos (extraído de Lencastre, 1996)

Diâmetro da passagem hidráulica, D (m)	Diâmetro do enrocamento, D₅₀ (m)
0,40	0,10
0,60	0,18
0,75	0,20
0,90	0,23
1,05	0,24
1,20	0,26
1,35	0,30
1,50	0,33
1,80	0,35

O comprimento da proteção deverá ser igual à largura da bacia de dissipação (Lencastre, 1996), sendo que deverá ser no mínimo 4 vezes a largura do canal a montante da bacia de dissipação (Thompson, et al., 2006).

Relativamente à espessura a considerar, Lencastre (1996) sugere que seja, pelo menos, igual a $1,5D_{50}$. Tomaz (2010) recomenda uma espessura igual a $W_B / 6$.

5.5.6 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

O procedimento de cálculo terá de ser ajustado tendo em conta o modelo de dimensionamento sugerido pelos diferentes autores. No entanto, há passos que são comuns. O procedimento que se apresenta é baseado no apresentado em Thompson, et al. (2006), e é vocacionado para bacias a jusante de aquedutos.

Passo 1: Determinação do caudal de projeto (Q) e da velocidade de entrada na bacia (V_o).

Proceder à verificação destes valores, tendo em consideração as condições de aplicabilidade.

Determinar a área do escoamento à saída da conduta (A) e da altura de água equivalente (y_e).

Passo 2: Determinação do número de Froude (F_r) e da energia no final da conduta (H_o).

Passo 3: Determinação da largura da bacia (W_B) e das restantes dimensões, consoante os modelos de dimensionamento.

Passo 4: Determinação da velocidade de saída da bacia (V_B) e avaliação da necessidade de enrocamento adicional à saída da bacia.

5.6 BACIA DE DISSIPACÃO TIPO SAF

O projeto da bacia de dissipação Tipo SAF compreende o dimensionamento de todas as dimensões da estrutura incluindo os acessórios que a integram. Na Figura 5.19 apresenta-se um esquema da bacia de dissipação Tipo SAF.

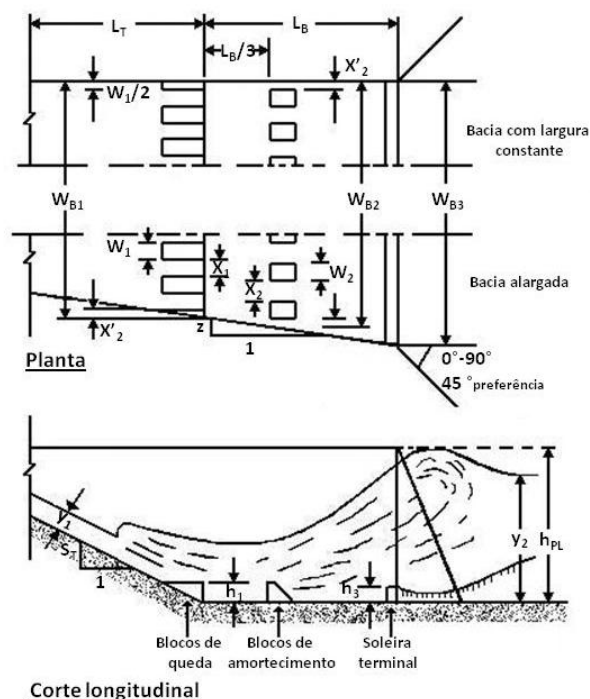


Figura 5.19: Esquema da bacia de dissipação Tipo SAF (adaptado de Thompson, et al., 2006)

5.6.1 LARGURA DA BACIA

Na definição da largura da bacia terão de ser determinadas a largura à entrada da bacia propriamente dita (W_{B1}), ou seja, na secção dos blocos de queda, a largura na secção dos blocos de amortecimento (W_{B2}) e a largura na secção da soleira terminal (W_{B3}).

Esta bacia de dissipação poderá ser alargada, no sentido de jusante, ou poderá manter a mesma largura ao longo da sua extensão. Neste caso a largura de toda a bacia é igual a W_{B1} .

De acordo com Thompson, et al. (2006) e Tomaz (2010) a largura da bacia deve ter em consideração o caso de se tratar de um aqueduto circular ou retangular.

Para aquedutos retangulares a largura da bacia W_{B1} deve ser igual à largura da passagem hidráulica. Para aquedutos circulares a largura deverá ser considerada como o maior dos valores entre o diâmetro do aqueduto e o valor calculado pela expressão (5.27).

$$W_{B1} = 1,7D \left(\frac{Q}{g^{0,5} D^{2,5}} \right) \quad (5.27)$$

Sendo,

W_{B1} – largura da bacia na secção dos blocos de queda (m);

D – diâmetro da conduta (m);

Q – caudal de projeto (m^3/s);

g – aceleração da gravidade ($9,81m/s^2$).

A largura da bacia na secção dos blocos de amortecimento W_{B2} é definida pela expressão (5.28) (Thompson, et al., 2006).

$$W_{B2} = W_{B1} + \left(\frac{2zL_B}{3} \right) \quad (5.28)$$

Sendo,

W_{B2} – largura da bacia na secção dos blocos de amortecimento (m);

W_{B1} – largura da bacia na secção dos blocos de queda (m);

z – alargamento da bacia (m/m), $z:1$ (largura:comprimento) ($z=0$ não há alargamento);

L_B – comprimento da bacia de dissipação (m).

O alargamento da bacia de dissipação é considerado tendo em conta a configuração do canal existente. A bacia de dissipação poderá ser alargada de forma a ser ajustada ao canal existente. No entanto, o valor z não deverá ser superior a 0,5 (FEMA, 2010).

Ramos (2010) apresenta apenas um método de aproximação para a determinação da largura da bacia em função do diâmetro da conduta e tendo em consideração a velocidade do escoamento, não fazendo distinção entre aquedutos em retangulares ou circulares. Para velocidades de escoamento à entrada na ordem de 6 m/s, W_{B2} é igual a 2D. Por outro lado, para velocidades superiores a 6 m/s e até 12 m/s, W_{B2} deverá ser igual a 2,5D e 3D.

A largura da bacia na secção da soleira terminal é determinada pela expressão (5.29) (Thompson, et al., 2006).

$$W_{B3} = W_{B1} + 2zL_B \quad (5.29)$$

Sendo,

W_{B3} – largura da bacia na secção da soleira terminal (m);

W_{B1} – largura da bacia na secção dos blocos de queda (m);

L_B – comprimento da bacia de dissipação (m);

z – alargamento da bacia (m/m), $z:1$ (largura:comprimento).

5.6.2 COMPRIMENTO DA BACIA

A adoção de acessórios, como blocos de queda, blocos de amortecimento e soleira terminal, permite à bacia do Tipo SAF “forçar” o ressalto hidráulico, permitindo que o seu comprimento seja diminuído. Esta redução, relativamente a uma bacia de ressalto hidráulico livre, é de 80% (Thompson, et al., 2006).

Na definição do comprimento total da bacia ter-se-ão de determinar o comprimento da zona de transição (L_T), o comprimento da bacia propriamente dita (L_B) e o comprimento da zona de saída (L_S). O comprimento total da bacia é dado pela soma destas três componentes.

Thompson, et al. (2006) sugere que o comprimento de transição (L_T) seja determinado através da expressão (5.30).

$$L_T = \frac{z_o - z_1}{S_T} \quad (5.30)$$

Em que,

L_T – comprimento de transição (m);

S_T – inclinação da transição de entrada na bacia (m/m), $S_T:1$ (V:H);

z_o – cota da bacia à saída do aqueduto (m);

z_1 – cota da bacia à entrada da bacia (m);

$z_0 - z_1$ representa a depressão que a bacia terá de sofrer de forma a que a condição de profundidade de água a jusante seja satisfeita.

Um valor aceitável para a inclinação S_T é de 0,5 ou 0,33 (Thompson, et al., 2006).

Ramos (2010) apresenta outra forma de determinação do comprimento de transição da bacia, tendo em consideração o número de Froude (F_{r0}) e a relação entre a largura da bacia (W_{B2}) e a largura do aqueduto (D), através do Quadro 5.16.

Quadro 5.16: Valores para o comprimento de transição em bacias Tipo SAF (adaptado de Ramos, 2010)

F_{r0}	W_{B2}/D			
	2,0	2,5	3,0	4,0
2	2,5	3,1	3,7	5,2
3	3,6	4,5	5,4	7,3
4	4,6	5,8	7,0	9,8
5	5,5	7,0	8,5	12,0
6	6,5	8,1	9,9	14,0

De acordo com Thompson, et al. (2006), o comprimento da bacia de dissipação (L_B) é dado pela expressão (5.31a).

$$L_B = \frac{4,5y_2}{CF_{r1}^{0,76}} \quad (5.31a)$$

Sendo,

L_B – comprimento da bacia (m);

y_2 – altura de água na segunda altura conjugada (m);

F_{r1} – número de Froude (-).

C – coeficiente em função do número de Froude, determinado de acordo com a expressão (5.31b).

$$C = \begin{cases} 1,1 - \frac{F_{r1}^2}{120} & \text{para } 1,7 < F_{r1} < 5,5 \\ 0,85 & \text{para } 5,5 < F_{r1} < 11 \\ 1,0 - \frac{F_{r1}^2}{800} & \text{para } 11 < F_{r1} < 17 \end{cases} \quad (5.31b)$$

Dependendo do número de Froude, o coeficiente C varia 0,64 a 1,08, o que implica que a bacia de dissipação Tipo SAF pode operar com menos altura de água a jusante do que as bacias de dissipação por ressalto USBR, embora a altura de água a jusante seja ainda necessária.

Ramos (2010) sugere a expressão (5.31c) para a determinação do comprimento da bacia (L_B), recomendando que este valor deverá ser superior a $1,4y_2$.

$$L_B = \frac{7,5y_2}{F_{r1}} \quad (5.31e)$$

O comprimento da bacia à saída (L_S), ou seja, distância entre a secção da soleira terminal e o final da bacia, pode ser determinado pela expressão (5.32), sugerida por Thompson, et al. (2006).

$$L_S = \frac{L_T(S_T - S_o) - L_B S_o}{S_S + S_o} \quad (5.32)$$

Sendo,

L_S – comprimento da zona à saída da bacia (m);

L_T – comprimento da zona de transição (m);

L_B – comprimento da bacia (m);

S_T – inclinação da zona de transição da bacia (m/m), $S_T:1$ (V:H);

S_S – inclinação à saída da bacia (m/m), $S_S:1$ (V:H);

S_o – inclinação do aqueduto ou canal de drenagem a montante (m/m), $S_o:1$ (V:H).

É recomendado que a inclinação S_S tenha um valor de 0,5 ou 0,33 (Thompson, et al., 2006).

5.6.3 BLOCOS DE QUEDA E DE AMORTECIMENTO

Os blocos de queda são colocados imediatamente a jusante da zona de transição e à entrada da bacia de dissipação, assentes exatamente na mudança de inclinação, dispostos em linha ao longo da largura W_{B1} da bacia de dissipação.

O número de blocos de queda é determinado pela equação (5.33), arredondado para o número inteiro mais próximo (Thompson, et al., 2006).

$$N_1 = \frac{W_{B1}}{1,5y_1} \quad (5.33)$$

Onde,

N_1 – número de blocos de queda.

W_{B1} – largura da bacia na secção dos blocos de queda (m);

y_1 – altura de água da primeira altura conjugada (m).

A altura dos blocos de queda (h_1) deve ser aproximadamente igual à altura de água y_1 . Se necessário o valor de h_1 poderá ser arredondado de modo a simplificar a sua construção. Não é necessário determinar o comprimento destes blocos uma vez que a partir da altura h_1 o bloco estender-se-á para montante até encontrar a soleira inclinada da rampa de transição.

A largura e o espaçamento entre os blocos de queda deverão ser iguais. São determinados com base na largura da bacia nesta secção e no número de blocos necessário através da expressão (5.34a) (Thompson, et al., 2006) ou através da mesma expressão (5.34b) simplificada por Martins (2000).

$$W_1 = X_1 = \frac{W_{B1}}{2N_1} \quad (5.34a)$$

$$W_1 = X_1 = 0,75y_1 \quad (5.34b)$$

Sendo,

W_1 – largura dos blocos de queda (m);

X_1 – espaçamento entre os blocos de queda (m);

W_{B1} – largura da bacia na secção dos blocos de queda (m);

N_1 – número de blocos de queda (-);

y_1 – altura de água da primeira altura conjugada (m).

É de referir que é necessário que não haja espaço entre a parede lateral da bacia e os blocos de queda. Recomenda-se que os blocos junto à parede lateral tenham apenas metade da largura dos restantes blocos de queda (Thompson, et al., 2006).

Os blocos de amortecimento são colocados na base da bacia de dissipação, sendo aconselhável que a distância entre a face de jusante dos blocos de queda e a face de montante dos blocos de amortecimento seja de $0,33W_{B1}$ (Thompson, et al., 2006), podendo ser aumentada até $0,45W_{B1}$ (Ramos, 2010).

Estes blocos devem ter a face de montante vertical e a de jusante com inclinação de 1:1. A espessura no topo do bloco deve ser igual a 20% da sua altura, com um valor mínimo de 0,45 m (Martins, 2000; Ramos, 2005).

Segundo Thompson, et al. (2006), o número de blocos de amortecimento a colocar na bacia de dissipação é determinado pela expressão (5.35), sendo este valor arredondado para o número inteiro mais próximo.

$$N_2 = \frac{W_{B2}}{1,5y_1} \quad (5.35)$$

Onde,

N_2 – número de blocos amortecimento;

W_{B2} – Largura da bacia na secção dos blocos de amortecimento, m;

y_1 – altura de água da primeira altura conjugada (m).

A altura dos blocos de amortecimento (h_2) é definida da mesma forma que a altura dos blocos de queda, isto é, deve ser aproximadamente igual a y_1 .

Tal como nos blocos de queda, a largura e o espaçamento dos blocos de amortecimento deverão ter o mesmo valor. São obtidos em função da largura da bacia nesta secção e no número de blocos de amortecimento necessários usando a expressão (5.36a) (Thompson, et al., 2006) ou através da mesma expressão (5.36b) simplificada por Martins (2000).

$$W_2 = X_2 = \frac{W_{B2}}{2N_2} \quad (5.36a)$$

$$W_2 = X_2 = 0,75y_1 \quad (5.36b)$$

Onde,

W_2 – largura dos blocos de amortecimento (m);

X_2 – espaçamento entre os blocos de amortecimento (m);

W_{B2} – largura da bacia na secção dos blocos de amortecimento (m);

N_2 – número de blocos de amortecimento;

y_1 – altura de água da primeira altura conjugada (m).

Ramos (2005) refere que a largura e o espaçamento poderão ser aumentados até $1,2y_1$.

Os blocos de amortecimento não são colocados junto à parede lateral da bacia, ou seja, é deixada uma folga (X'_2). Desta forma o número de espaços entre blocos será uma unidade menor em relação ao número de blocos. A largura da bacia W_{B2} deverá compreender a largura dos blocos, os espaçamentos entre os blocos e a folga entre os blocos da extremidade e a parede lateral da bacia. Esta folga pode ser estimada através da expressão (5.37), sendo que deverá ter no mínimo um valor igual a $3/8y_1$ (Thompson, et al., 2006).

$$X'_2 = \frac{W_{B2} - N_2W_2 - (N_2 - 1)X_2}{2} \quad (5.37)$$

Ramos (2005) sugere que esta folga seja igual a $0,5 y_1$.

5.6.4 SOLEIRA TERMINAL

A soleira terminal é colocada no final da bacia de dissipação e à entrada da zona de saída. É um elemento contínuo transversalmente, logo terá a mesma largura da bacia nesta secção, W_{B3} .

A sua altura é determinada pela expressão (5.38) (Thompson, et al., 2006).

$$h_3 = \frac{0,07y_2}{C} \quad (5.38)$$

Sendo,

h_3 – altura da soleira terminal (m);

y_2 – altura de água da segunda altura conjugada (m);

C – coeficiente em função do número de Froude, determinado de acordo com a expressão (5.30b).

Martins (2000) e Ramos (2005) sugerem que a altura da soleira terminal deverá ser $0,07y_2$.

5.6.5 ALTURA DAS PAREDES LATERAIS

A altura das paredes laterais da bacia de dissipação deve estar acima da altura de água a jusante (Tomaz, 2012). A altura mínima da parede lateral da bacia pode ser determinada através da expressão (5.39) (Thompson, et al., 2006).

$$h_{PL} = y_2 \left(1 + \frac{1}{3C} \right) \quad (5.39)$$

Em que,

h_{PL} – altura mínima da parede lateral da bacia (m);

y_2 – altura de água da primeira altura conjugada (m);

C – parâmetro em função do número de Froude, determinado de acordo com as expressão (5.30b).

5.6.6 CONDIÇÕES E PROTEÇÃO COM ENROCAMENTO À SAÍDA DA BACIA

Tal como acontece à saída de algumas bacias de dissipação, a velocidade do escoamento à saída poderá não ser aconselhável para as condições do canal natural. A velocidade à saída da bacia de dissipação pode ser determinada pela expressão (5.40) (Bureau of Land and Water Quality, 2003).

$$V_2 = \frac{Q}{(z_1 + y_2 - z_3)W_{B3}} \quad (5.40)$$

Em que,

V_2 – velocidade à saída da bacia de dissipação (m/s);

Q – caudal de projeto (m³/s);

y_2 – altura de água da primeira altura conjugada (m);

z_1 – cota da soleira à entrada da bacia (m);

z_3 – cota da soleira à saída da bacia (m);

W_{B3} – largura da bacia na secção da soleira terminal (m).

Se a velocidade à saída da bacia de dissipação for maior do que a permitida pelo canal natural a jusante deve ser fornecida proteção com um tapete de enrocamento (TDOT, 2010).

O diâmetro de enrocamento deve ser determinado com base nas expressões apresentadas no item 5.2.2.

Contudo, Mata-Lima (2010) recomenda que o diâmetro médio do enrocamento deverá ser superior ou igual 0,246 m e a extensão da proteção a colocar deverá ser no mínimo igual a 1,50 m.

5.6.7 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

O procedimento de dimensionamento apresentado é baseado em Thompson, et al. (2006) e em TDOT (2010). Neste método é necessário efetuar determinadas verificações, para que o ressalto hidráulico seja eficaz na dissipação de energia.

Passo 1: Determinação das condições de entrada na bacia de dissipação.

Determinar a altura de água (y_o), a velocidade do escoamento (V_o) e o número de Froude (F_{ro}) à saída do aqueduto, de acordo com o item 5.1.

Passo 2: Determinação da velocidade e a altura de água no canal a jusante, consoante as condições locais.

Passo 3: Determinação da largura da bacia W_{BI} , através da expressão (5.27).

Passo 4: Estimar a altura de água da segunda altura conjugada (y_2).

A altura de água da segunda altura conjugada é estimada admitindo que não existe uma depressão na soleira da bacia, ou seja, a bacia de dissipação seria horizontal. Assim a expressão (5.41) utiliza a altura de água à saída do aqueduto e o número de Froude para estas condições.

$$y_2 = \frac{C y_o}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_{ro}^2} - 1 \right) \quad (5.41)$$

Sendo,

y_2 – segunda altura conjugada (m);

y_o – altura de água à saída do aqueduto (m);

F_{ro} – número de Froude à entrada da bacia de dissipação (-);

C – parâmetro em função de F_{ro} , determinado de acordo com a expressão (5.30b).

Passo 5: Comparação da segunda altura conjugada (y_2) com a altura de água a jusante (h_j).

A segunda altura conjugada tem de ser inferior à altura de água a jusante. Se esta situação não se verificar deve ser adotada uma depressão na bacia. A cota da soleira da bacia deve ser reduzida, adotando-se um novo valor para z_1 .

Uma maior inclinação da rampa da zona de transição resultará numa maior velocidade e na redução da altura do escoamento. A primeira altura conjugada do ressalto hidráulico (y_1) irá diminuir e por sua vez a segunda altura conjugada (y_2) irá aumentar.

Assim a determinação da cota da soleira da bacia obtém-se por um processo de tentativa e erro. A cota da soleira da bacia deve tal que o valor de y_2 no nível da bacia seja inferior à altura de água a jusante.

A primeira estimativa da cota da bacia é obtida através da expressão (5.42).

$$z_1 = z_o - 1,5(y_2 - h_j) \quad (5.42)$$

Sendo,

z_1 – cota à entrada da bacia (m);

z_o – cota à saída da passagem hidráulica (m);

y_2 – segunda altura conjugada (m);

h_j – altura de água a jusante (m).

Passo 6: Determinação da primeira altura conjugada (y_1), da velocidade do escoamento à entrada da bacia (V_1) e do respetivo número de Froude (F_{r1}).

A altura de água imediatamente a montante dos blocos de queda corresponde à altura de água da primeira altura conjugada, determinada pela expressão (5.43).

$$Q = y_1 W_{B1} [2g(z_o - z_1 + y_o - y_1) + V_o^2]^{0,5} \quad (5.43)$$

Passo 7: Determinação da altura de água da segunda altura conjugada (y_2).

Determinar a segunda altura conjugada para o escoamento na rampa da zona de transição, ou seja, utilizando a altura de água y_1 e o número de Froude para estas condições F_{r1} . y_2 é determinada pela expressão (5.41) substituindo y_o e F_{r0} por y_1 e F_{r1} .

Passo 8: Determinação do comprimento total da bacia.

Cálculo do comprimento da zona de transição (L_T), do comprimento da bacia (L_B) e da zona de saída da bacia (L_S) de acordo com o item 5.6.2.

Passo 9: Determinação da cota da extremidade a jusante da bacia (z_3) através da expressão (5.44).

$$z_3 = z_1 + L_S S_S \quad (5.44)$$

Sendo,

z_3 – cota da extremidade a jusante da bacia (m);

z_1 – cota da soleira à entrada da bacia (m);

L_S – largura da bacia na secção da soleira terminal (m);

S_S – inclinação da zona à saída da bacia (m/m).

Passo 10: Verificação da condição de altura de água a jusante.

Como foi referido anteriormente, a altura de água da segunda altura conjugada tem de ser inferior à profundidade de água a jusante. Desta forma, a condição exposta na expressão (5.45) terá de ser verificada.

$$y_2 + z_2 \leq h_j + z_3 \quad (5.45)$$

Se esta condição não for verificada deverá ser determinado um novo valor de z_1 e o procedimento volta ao passo 4.

Passo 11: Determinação da largura na secção dos blocos de amortecimento (W_{B2}) e na secção da soleira terminal (W_{B3}), através das expressões (5.28) e (5.29), respetivamente.

Passo 12: Definição das dimensões dos blocos de queda e de amortecimento e a altura da soleira terminal, através das considerações apresentadas no item 5.6.3 e 5.6.4.

Passo 13: Determinação da altura das paredes laterais da bacia (h_{PL}) através da expressão (5.39).

Passo 14: Avaliação da necessidade de enrocamento de proteção a jusante da bacia de dissipação.

5.7 BACIA DE DISSIPACÃO TIPO PWD

No dimensionamento de bacias de dissipação de energia Tipo PWD são determinadas todas as dimensões da estrutura, incluindo uma soleira terminal, em função do diâmetro da passagem hidráulica a montante.

Na Figura 5.20 apresenta o esquema deste tipo de bacia, tanto o corte longitudinal como a vista em planta.

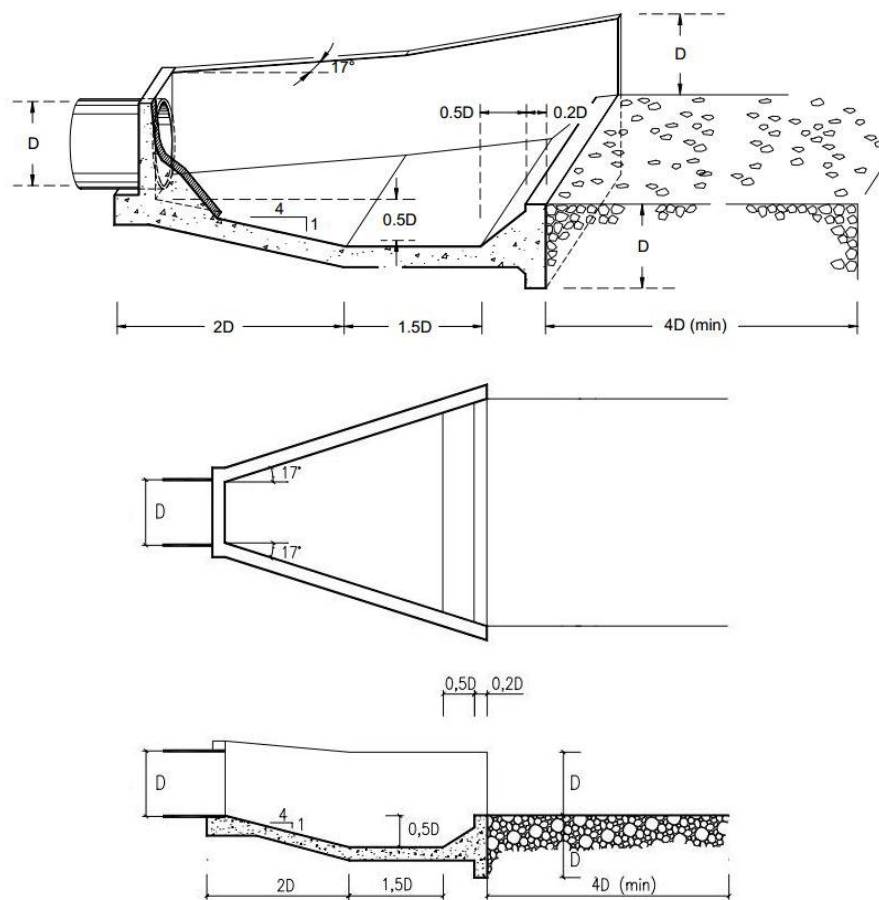


Figura 5.20: Esquema da bacia de dissipação Tipo PWD (extraído de Pinheiro, 2006)

5.7.1 COMPRIMENTO DA BACIA

É sugerido que o comprimento total da bacia de dissipação seja de $4D$, sendo constituído por um primeiro troço com um comprimento de $2D$ e uma inclinação de 4:1 (H:V) e um segundo troço com uma cota inferior $0,5D$ à cota da soleira da passagem hidráulica e um comprimento de $1,5D$. A restante extensão é o complemento até à soleira terminal (Martins, 2000).

5.7.2 LARGURA DA BACIA

A bacia é alargada no sentido de jusante, sendo esta largura definida pela inclinação de 17° das paredes laterais. Na extremidade de jusante da bacia a largura será aproximadamente $1,47D$ (Martins, 2000).

5.7.3 PROTEÇÃO COM ENROCAMENTO À SAÍDA DA BACIA

De acordo com Ramos (2010), deverá ser estabelecida uma proteção com enrocamento à saída da bacia de dissipação com um comprimento de $4D$.

5.7.4 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

Dado este tipo de estruturas ter um dimensionamento relativamente simples, considera-se dispensável a apresentação de um procedimento de cálculo. O facto de ser uma estrutura incompleta poderá ser uma vantagem sob ponto de vista de execução. No entanto, deverão ser verificadas as condicionantes à sua aplicação mencionadas no item 3.3.6.2.1.

5.8 BACIA DE DISSIPÇÃO TIPO WES

A bacia de dissipação Tipo WES apresenta uma geometria relativamente simples, o seu dimensionamento consiste essencialmente na determinação do comprimento e da largura da bacia. Na Figura 5.21 apresenta-se o esquema deste tipo de bacia.

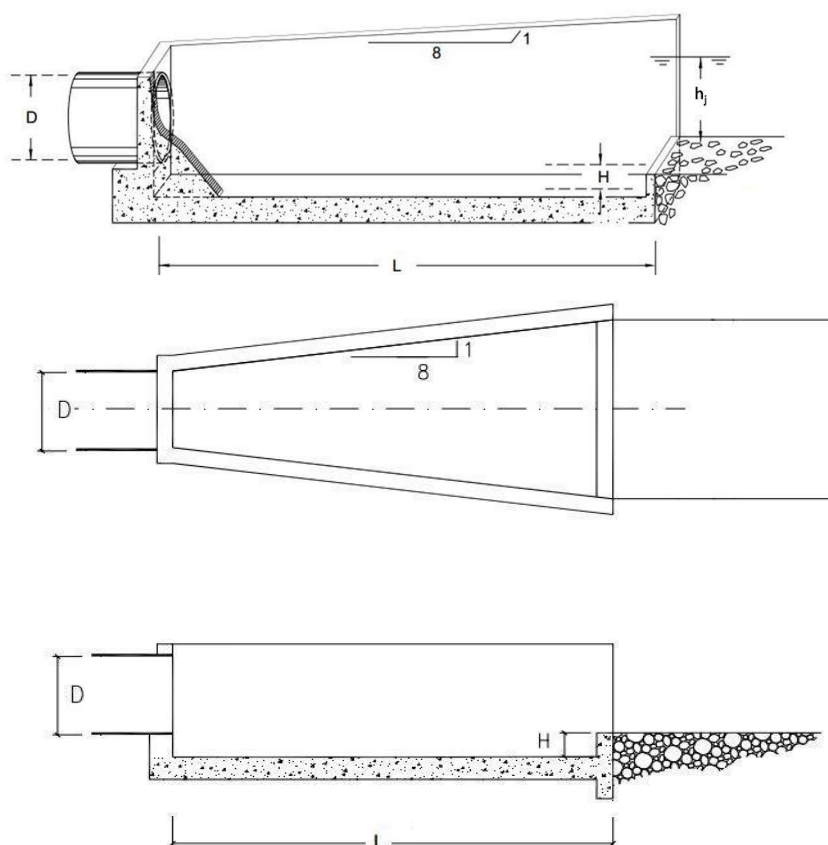


Figura 5.21: Esquema da bacia de dissipação Tipo WES (extraído de Pinheiro, 2006)

5.8.1 DIMENSÕES DA BACIA

A bacia de dissipação Tipo WES integra uma soleira contínua que poderá ter uma cota inferior à soleira do aqueduto consoante as condições locais. É recomendado que as paredes laterais apresentem inclinação de 8:1 (comprimento:largura) (Pinheiro, 2006). Assim, a bacia é alargada no sentido de jusante, tendo uma largura aproximadamente igual a $2,25D$ na extremidade de jusante.

De acordo com Ramos (2010), esta bacia de dissipação tem geralmente um comprimento igual a $5D$.

Pinheiro (2006) recomenda outra forma de determinar o comprimento da bacia de dissipação através da expressão (5.46), tendo em conta o diâmetro da passagem hidráulica, o caudal de projeto e a altura de água a jusante, mas considerando que a soleira da bacia não sofre rebaixamento em relação à soleira do aqueduto, ou seja, $H=0$.

$$L = 0,30D \left(\frac{D}{h_j} \right)^2 \left(\frac{Q}{D^{2,5}} \right)^{2,5} \left(\frac{h_j}{D} \right)^{1/3} \quad (5.46)$$

Sendo,

L – comprimento da bacia (m);

D – diâmetro do aqueduto (m);

h_j – altura de água a jusante da bacia (m);

Q – caudal de projeto (m^3/s).

De acordo com Mata-Lima (2010) a altura de água a jusante deverá ser superior à altura à saída da passagem hidráulica. Considerando esta recomendação e através da expressão (5.46) poder-se-á concluir que para caudais baixos (na ordem de $1m^3/s$) e para condições em que $H=0$ o comprimento da bacia é inferior a $5D$.

5.8.2 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

O procedimento de cálculo baseia-se no método apresentado em Mata-Lima (2010) e segue os seguintes passos.

Passo 1: Determinação das dimensões da bacia de dissipação.

Deverá ser avaliada a situação do rebaixamento da soleira da bacia, tendo em conta as condições locais. Caso se considere $H=0$, o comprimento da bacia é determinado através da expressão

(5.46). Por outro lado, caso se considere um rebaixamento na soleira da bacia dever-se-á considerar um comprimento de $5D$. A largura da bacia é determinada tendo em conta a inclinação das paredes laterais.

Passo 2: Determinação da altura de água a jusante (h_j), que deverá ser superior à altura à saída da passagem hidráulica e respeitar a expressão (5.47).

$$\frac{Q}{D^{5/2}} \leq 2,90 \frac{h_j}{D} \left(\frac{L}{D}\right)^{0,4} \left(\frac{D}{h_j}\right)^{1/3} \quad (5.47)$$

Esta expressão revela que é necessária uma determinada altura de água a jusante da bacia para o seu correto funcionamento, tendo em conta o caudal de projeto e o diâmetro da passagem hidráulica.

5.9 BACIA DE DISSIPÇÃO TIPO IV

O dimensionamento da bacia de dissipação Tipo IV é semelhante ao da bacia de dissipação Tipo SAF. Desta forma, algumas expressões de cálculo apresentadas anteriormente serão também utilizadas neste método. A Figura 5.22 representa o esquema de uma bacia de dissipação Tipo IV.

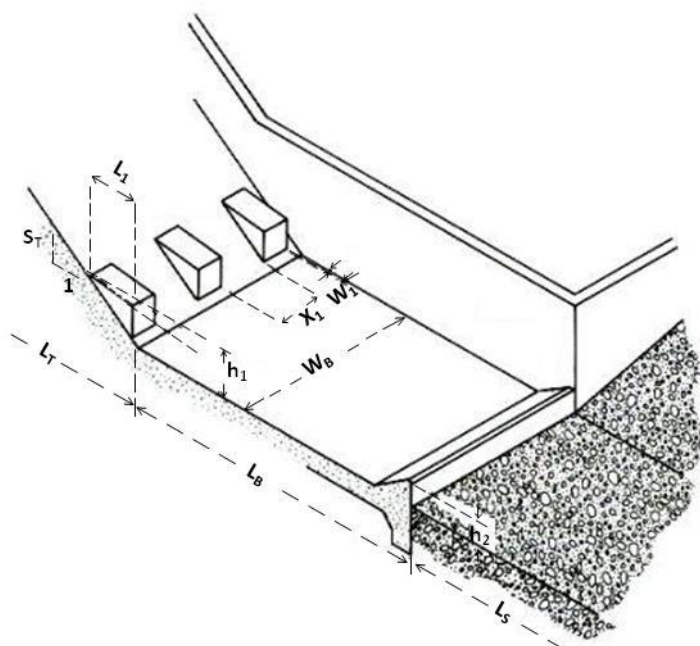


Figura 5.22:Esquema da bacia de dissipação Tipo IV (adaptado de Thompson, et al., 2006)

5.9.1 LARGURA DA BACIA

A largura da bacia é constante ao longo da sua extensão e deverá compreender a largura e o espaçamento dos blocos de queda e uma determinada folga entre o blocos e a parede lateral da bacia.

Esta largura terá de ter em consideração a largura do canal natural de receção e deverá respeitar a expressão (5.48).

$$W_B \leq D + \frac{2L_T \sqrt{S_T^2 + 1}}{3F_{r0}} \quad (5.48)$$

Em que,

W_B – largura da bacia (m);

D – largura do aqueduto (m);

L_T – comprimento de transição (m);

S_T – inclinação de transição (m/m);

F_{r0} – número de Froude à saída do aqueduto (-).

5.9.2 COMPRIMENTO DA BACIA

O comprimento total da bacia de dissipação compreende três parcelas: o comprimento de transição (L_T), o comprimento da bacia propriamente dita (L_B) e o comprimento da zona de saída (L_S).

Thompson, et al. (2006) sugere que o comprimento de transição (L_T) e o comprimento de saída (L_S) sejam determinados, respetivamente, pelas expressões (5.30) e (5.32), sendo consideradas as mesmas recomendações relativamente às inclinações da zona de transição e de saída.

Relativamente à determinação do comprimento da bacia (L_B), Thompson, et al. (2006) sugere a utilização da Figura 5.23, em função do número de Froude. Esta figura apresenta também as curvas para a determinação dos comprimentos das bacias de ressalto livre, Tipo II e Tipo III, que não são abordadas neste trabalho. A linha para a determinação do comprimento da bacia Tipo IV corresponde à parte tracejada da linha de ressalto livre.

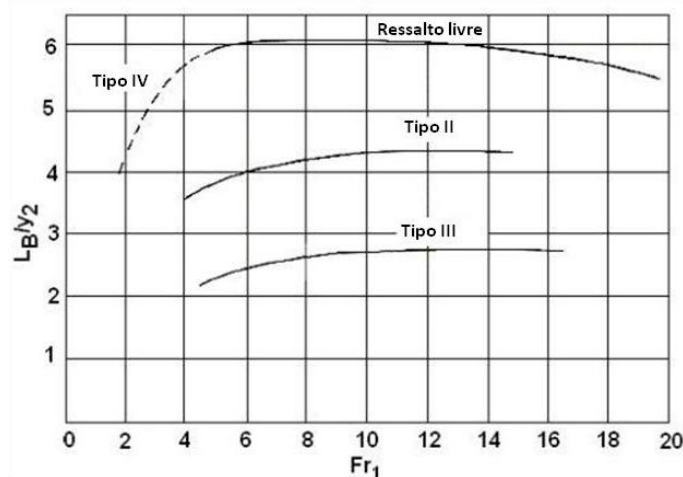


Figura 5.23: Comprimento do ressalto hidráulico em piso horizontal (adaptado de Thompson, et al., 2006)

5.9.3 BLOCOS DE QUEDA

O número de blocos de queda é determinado pela expressão (5.49), arredondado para o número inteiro mais próximo (Thompson, et al., 2006).

$$N_1 = \frac{W_B}{2,625y_1} \quad (5.49)$$

Em que,

N_1 – número de blocos de queda (-);

W_B – largura da bacia (m);

y_1 – altura de água da primeira altura conjugada (m).

É de referir que se deve adotar no mínimo 3 blocos de queda para que os blocos desempenhem a sua função (Peterka, 1984).

A largura dos blocos de queda é determinada com base na largura da bacia e no número de blocos necessário através da expressão (5.50a) (Thompson, et al., 2006; Peterka, 1984) ou através da expressão (5.50b) modificada por Martins (2000), em função da altura de água da primeira altura conjugada.

$$W_1 = \frac{W_B}{3,5N_1} \quad (5.50a)$$

$$W_1 = 0,75y_1 \quad (5.50b)$$

Sendo,

W_1 – largura dos blocos de queda (m);

N_1 – número de blocos de queda;

W_B – largura da bacia de dissipação (m);

y_1 – altura de água da primeira altura conjugada (m).

O espaçamento entre os blocos de queda é determinado em função da largura dos blocos de queda através da expressão (5.51a) (Thompson, et al., 2006; Peterka, 1984) ou em função da altura de água da primeira altura conjugada, através da expressão (5.51b) (Martins, 2000).

$$X_1 = 2,5W_1 \quad (5.51a)$$

$$X_1 = 0,75y_1 \quad (5.51b)$$

Sendo,

X_1 – espaçamento entre os blocos de queda (m).

Os blocos de queda não são colocados junto à parede lateral da bacia, deixando-se uma folga entre os blocos das extremidades e a parede lateral da bacia. Assim, o número de espaços entre blocos de queda será uma unidade menor em relação ao número de blocos. Raimundo (2007) sugere que esta folga seja igual a $0,95y_1$.

A parte superior dos blocos deverá ter um comprimento horizontal (L_1) de $2y_1$ e a sua superfície deverá ter uma inclinação de 5° . A altura dos blocos (h_1) deverá ser igual a $2y_1$ (Peterka, 1984).

5.9.4 SOLEIRA TERMINAL

A altura da soleira terminal é determinada pela expressão (5.52). É recomendado que a sua inclinação de montante seja 0,5:1 (V: H) (Thompson, et al., 2006).

$$h_2 = y_1(0,0536F_{r1} + 1,04) \quad (5.52)$$

Onde,

h_2 – altura da soleira terminal (m).

5.9.5 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

O procedimento de cálculo que se apresenta é baseado na metodologia sugerida por Thompson, et al. (2006) e segue os seguintes passos:

Passo 1: Determinação das condições de entrada na bacia de dissipação.

Determinar a altura de água (y_o), a velocidade do escoamento (V_o) e o número de Froude (F_{ro}) à saída do aqueduto, de acordo o item 5.1.

Passo 2: Determinação da velocidade e altura de água a jusante no canal de receção.

Passo 3: Estimar a altura de água da segunda altura conjugada (y_2).

A altura de água da segunda altura conjugada é estimada admitindo que não existe uma depressão na soleira da bacia, ou seja, admitindo que a bacia de dissipação é horizontal. A altura de água da segunda altura conjugada é estimada através da expressão (5.41), apresentada anteriormente.

Passo 4: Comparação entre a segunda altura conjugada (y_2) e a altura de água a jusante (h_j).

A segunda altura conjugada tem de ser inferior à altura de água a jusante. Se esta situação não se verificar deve ser adotada uma depressão na bacia. A cota da soleira da bacia deve ser rebaixada e deve-se fazer uma estimativa para o valor de z_1 .

Passo 5: Estimar a cota da soleira da bacia (z_1), a largura da bacia (W_B) e as inclinações S_T e S_S .

A largura deve ter em consideração a largura do canal a jusante do aqueduto e deve respeitar a expressão (5.48). Uma inclinação de 0.5:1 (V:H) ou 0.33:1 (V:H) é satisfatório tanto para S_T como para S_S .

Passo 6: Determinação do comprimento L_T através da expressão (5.30) apresentada anteriormente.

Passo 7: Determinação das condições no início do ressalto hidráulico: y_1 , V_1 e Fr_1 .

Calcular a primeira altura conjugada do ressalto através da expressão (5.43), a velocidade V_1 e o número de Froude Fr_1 .

Passo 8: Determinação da segunda altura conjugada do ressalto (y_2) através da expressão (5.41) substituído y_o e Fr_o por y_1 e Fr_1 .

Por se tratar de uma bacia Tipo IV, o valor do parâmetro de C é igual a 1,1 (Thompson, et al., 2006).

Passo 9: Determinação dos comprimentos L_B e L_S .

Calcular o comprimento L_B através da Figura 5.23 e L_S pela expressão (5.32).

Passo 10: Determinação da cota da soleira da bacia na saída (z_3) através da expressão (5.53).

$$z_3 = L_S S_S + z_1 \quad (5.53)$$

Em que,

z_3 – cota da soleira da bacia na saída (m).

L_S – comprimento de saída da bacia (m);

S_S – inclinação à saída da bacia (m/m), S_S :1 (V:H);

z_1 – cota da bacia na entrada (m).

Passo 11: Definição dos blocos de queda e soleira terminal de acordo com o item 5.9.3 e 5.9.4.

5.10 BACIA DE DISSIPÇÃO CONTRA COSTA

O dimensionamento da bacia de dissipação Contra Costa consiste na determinação das dimensões da bacia, das dimensões e localização dos blocos de amortecimento e da soleira terminal.

A bacia de dissipação Contra Costa inclui dois blocos de amortecimento com diferentes dimensões. De forma a simplificar a linguagem designar-se-á o bloco de menores dimensões por bloco 1 e o de maiores dimensões por bloco 2.

Na Figura 5.24 apresenta-se o esquema, corte longitudinal e transversal, desta estrutura.

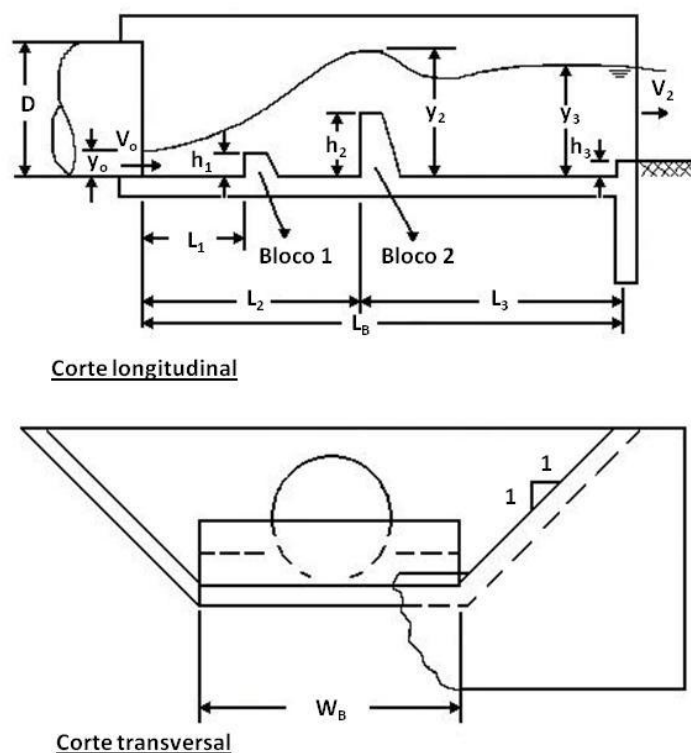


Figura 5.24: Esquema da bacia de dissipação Contra Costa (adaptado de Thompson, et al., 2006)

5.10.1 LARGURA DA BACIA

A largura da bacia de dissipação (W_B) é definida em função da largura do canal natural a jusante da passagem hidráulica e satisfazendo o princípio de que a largura da bacia deverá ser no mínimo igual à largura do aqueduto e no máximo 3 vezes igual à largura do aqueduto (Thompson, et al., 2006). Se não houver condicionantes relativamente à largura do canal a jusante a largura da bacia deverá ser igual a 3 vezes igual à largura do aqueduto (Ramos, 2010).

Esta bacia tem forma trapezoidal e as paredes laterais da bacia deverão ter inclinação de 1:1, devendo ter altura superior à altura máxima de água na bacia.

5.10.2 COMPRIMENTO DA BACIA

O comprimento total da bacia de dissipação (L_B) é a soma das componentes L_2 e L_3 , sendo L_2 a distância desde a saída do aqueduto ao bloco 2 e L_3 a distância desde o bloco 2 à soleira terminal. O comprimento L_1 corresponde à distância desde a saída do aqueduto ao bloco 1, sendo recomendado que seja metade de L_2 .

O comprimento L_2 é determinado com base na relação L_2/h_2 , que deverá ser entre 2,5 a 7, sendo o valor recomendado sob o ponto de vista de funcionamento hidráulico de 3,5.

O comprimento L_3 é determinado com base no comprimento L_2 e na relação L_2/h_2 através da expressão (5.54).

$$\frac{L_3}{L_2} = 3,75 \left(\frac{h_2}{L_2} \right)^{0,68} \quad (5.54)$$

Sendo,

L_3 – distância do bloco 2 à soleira terminal (m);

L_2 – distância da saída do aqueduto ao bloco 2 (m);

h_2 – altura do bloco 2 (m).

Os comprimentos L_1 , L_2 e L_3 definem a localização dos blocos de amortecimento e da soleira terminal na bacia de dissipação, como se verá no item seguinte.

5.10.3 BLOCOS DE AMORTECIMENTO E SOLEIRA TERMINAL

O bloco de amortecimento 1 corresponde ao bloco de menores dimensões e está localizado a montante do bloco de amortecimento 2. A altura do bloco 1 é metade da altura do bloco 2.

A altura do bloco de amortecimento 2 é determinada em função da altura do escoamento à saída de um aqueduto, do número de Froude e da relação L_2/h_2 através da expressão (5.55).

$$\frac{h_2}{y_e} = \left(\frac{1,35 F_{ro}^2}{\frac{L_2}{h_2}} \right)^{0,546} \quad (5.55)$$

Sendo,

h_2 – altura do bloco de amortecimento 2 (m);

L_2 – distância desde a saída do aqueduto e o bloco de amortecimento 2 (m);

y_e – altura de água equivalente (m);

F_{ro} – número de Froude à saída do aqueduto (-).

É aconselhável que a relação h_2/y_e seja superior a 1 (Thompson, et al., 2006).

A verificação desta condição implica uma restrição do número mínimo de Froude. Observe-se que quando é utilizado o valor recomendado de 3,5 para a relação de L_2/h_2 , para que a condição anterior ($h_2/y_e > 1$) seja verificada, o número de Froude terá de ser superior a 1,7. Se for utilizado o valor mínimo para a relação $L_2/h_2=2,5$, poder-se-á admitir números de Froude inferiores, no mínimo 1,4.

A altura da soleira terminal (h_3) depende da altura de água máxima na bacia (y_2). O valor de h_3 poderá variar de $0,06y_2$ para $0,10y_2$ (Thompson, et al., 2006).

5.10.4 ALTURAS DO ESCOAMENTO NO INTERIOR E À SAÍDA DA BACIA

Após a determinação das dimensões satisfatórias da bacia, a altura máxima aproximada da superfície da água (y_2), sem altura de água a jusante, pode ser obtida a partir da expressão (5.56).

$$y_2 = 1,3h_2 \left(\frac{L_2}{h_2} \right)^{0,36} \quad (5.56)$$

A altura do escoamento à saída da bacia (y_3) é igual à altura crítica y_c e é determinada através da expressão (5.19), apresentada anteriormente.

5.10.5 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

O procedimento de cálculo que se apresenta baseia-se na metodologia sugerida por Thompson, et al. (2006) e segue os seguintes passos de cálculo:

Passo 1: Determinação das condições de escoamento à saída do aqueduto.

Antes de iniciar o dimensionamento deve ser determinada a altura equivalente à saída da passagem hidráulica (y_e), a velocidade do escoamento (V_o) e o número de Froude (F_{r0}). Consoante as condições à saída da passagem hidráulica, deverão ser avaliada as condicionantes de aplicação desta bacia.

Passo 2: Definição da largura da bacia de dissipação (W_B), tendo em consideração que esta deverá estar entre D e $3D$.

Passo 3: Determinação da altura do bloco de amortecimento 2 (h_2) e do comprimento L_2 .

Considerar o valor de L_2/h_2 entre 2,5 e 7 (o recomendado é de 3,5) e determinar o valor da altura do bloco de amortecimento 2 através da expressão (5.55).

Verificar a condição $h_2/y_e > 1$. Caso não se verifique, deve ser adotado outro valor de L_2/h_2 .

Calcular o valor de L_2 através da relação L_2/h_2 .

Passo 4: Determinação da altura do bloco 1 (h_1) e do comprimento L_1 .

Calcular h_1 , que será metade do valor de h_2 e o comprimento L_1 , que será metade de L_2 .

Passo 5: Determinação do comprimento L_3 através da utilizando da expressão (5.54).

Passo 6: Estimar a altura máxima aproximada da superfície da água (y_2), sem altura de água a jusante, através da expressão (5.56) e altura de água à saída da bacia (y_3) através da expressão (5.19).

Passo 7: Determinação da altura da soleira da terminal (h_3) tendo em conta a altura de água y_2 .

Passo 8: Verificação das dimensões calculadas anteriormente de forma a averiguar se as dimensões da bacia são compatíveis com a topografia do local.

Caso não se verifique, deve ser adotado um valor diferente para a relação L_2/h_2 e o procedimento deve ser repetido.

Passo 9: Determinação da velocidade do escoamento à saída da bacia de dissipação (V_2).

Passo 10: Verificação da necessidade de proteção do canal de jusante com enrocamento, especialmente para os casos em que a altura de água a jusante é baixa.

O diâmetro médio do enrocamento é determinado de acordo com o especificado no item 5.2.2.

5.11 BACIA DE DISSIPACÃO POR QUEDA SIMPLES

O dimensionamento das estruturas de queda simples consiste em estimar a altura de queda (h_0) e determinar o comprimento da estrutura de modo a que a dissipação se faça de forma adequada.

A Figura 5.25 representa o esquema da estrutura de queda simples, onde se apresentam as diferentes alturas de água do escoamento no interior da bacia e a zona arejada criada pelo escoamento.

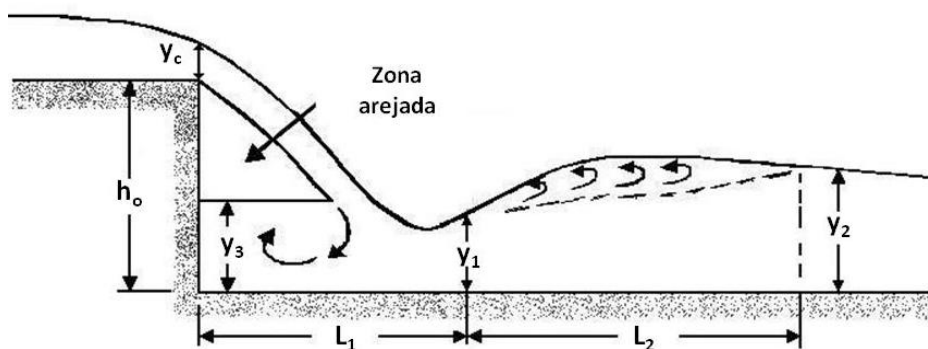


Figura 5.25: Esquema da estrutura de queda simples (adaptado de Thompson, et al., 2006)

5.11.1 LARGURA DA BACIA

A largura da estrutura de queda deve ter em consideração a largura do canal a montante, de forma a não provocar perturbação no escoamento.

Se a largura da crista da estrutura de queda é menor do que a largura do canal a montante, é importante que seja criada uma transição adequada, moldando o canal de montante para reduzir o efeito de contração (Thompson, et al., 2006).

É de notar que a redução da secção de escoamento faz com que a velocidade do escoamento seja aumentada o que poderá provocar a projeção do jato para fora da bacia de dissipação, podendo causar erosões adicionais no canal a jusante.

5.11.2 COMPRIMENTO DA BACIA

O comprimento da bacia de dissipação deve ser suficiente de forma a garantir que o ressalto hidráulico ocorra no interior da estrutura.

Thompson, et al. (2006) sugere que o comprimento total da bacia seja determinado considerando duas parcelas, L_1 e L_2 , sendo a primeira o comprimento entre a parede da queda e o início do ressalto e a segunda o comprimento do ressalto hidráulico.

O comprimento L_1 é determinado pela expressão (5.57) (Thompson, et al., 2006).

$$L_1 = 4,30h_0N_q^{0,27} \quad (5.57)$$

Sendo,

L_1 – comprimento entre a parede da queda e a altura y_1 , onde se dá o início do ressalto (m);

h_0 – altura de queda (m);

N_q – número de queda (m) determinado pela expressão (3.4).

O comprimento L_2 é determinado através da expressão (5.58) (Tomaz, 2011).

$$L_2 = 6,9(y_2 - y_1) \quad (5.58)$$

As alturas de água y_2 e y_1 são determinadas, respetivamente, pelas expressões (5.60) e (5.61).

Ramos (2005) e Martins (2000) apresentam o dimensionamento sugerido por U.S. Corps of Engineers, sendo este mais simples e conduzindo a valores menores em relação ao método apresentado em Thompson, et al. (2006).

O comprimento total da bacia é determinado com base nos gráficos apresentados na Figura 5.26, bem como as restantes dimensões em função da altura crítica.

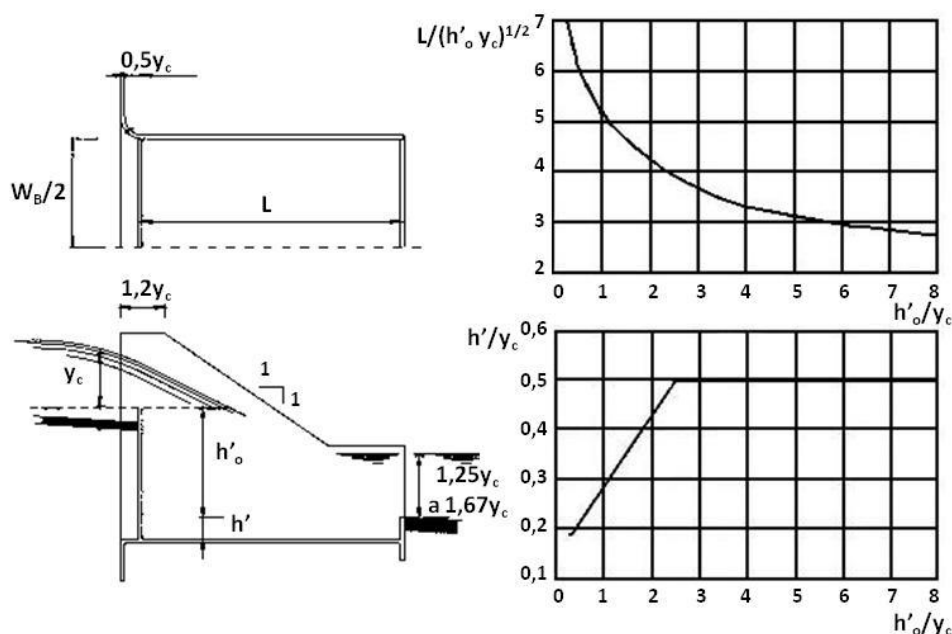


Figura 5.26: Esquema da estrutura de dissipação de queda simples e respetivos gráficos de dimensionamento (adaptado de Martins, 2000)

5.11.3 ALTURAS DO ESCOAMENTO NO INTERIOR DA BACIA

As alturas do escoamento podem ser estimadas com base na altura de queda e no número de queda, através das expressões (5.59), (5.60) e (5.61).

$$y_3 = 1,0h_0N_q^{0,22} \quad (5.59)$$

$$y_1 = 0,54h_0N_q^{0,425} \quad (5.60)$$

$$y_2 = 1,66h_0N_q^{0,27} \quad (5.61)$$

Sendo,

y_3 – altura da água abaixo da zona arejada (m);

y_1 – altura de água no início do ressalto hidráulico, corresponde à primeira altura conjugada (m);

y_2 – altura de água a jusante do ressalto hidráulico, corresponde à segunda altura conjugada (m).

5.11.4 PAREDES LATERAIS

A estrutura de queda simples deverá ser constituída por paredes laterais paralelas, com uma altura de $1,5 y_c$ na zona da crista de queda, prolongando-se com esta altura até uma extensão de $1,2y_c$ para jusante. A partir daqui o topo das paredes têm uma inclinação de 1:1 até atingir uma altura relativamente superior em relação à altura de água a jusante, ou seja, superior a um valor entre $1,25y_c$ e $1,67y_c$, como se observa na Figura 5.26 (Martins, 2000).

5.11.5 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

Passo 1: Estimar a altura de queda (h_o).

Passo 2: Definição da largura da estrutura (W_B) tendo em conta as considerações apresentadas no item 5.11.1.

Passo 3: Determinação do número de queda (N_q) através da expressão (3.4).

Passo 4: Determinação das alturas de água no interior da estrutura (y_1 , y_2 e y_3) através das expressões (5.59), (5.60) e (5.61).

Passo 5: Determinação do comprimento da bacia de dissipação.

Calcular o comprimento L_1 pela expressão (5.57) e o comprimento L_2 através da expressão (5.58) ou através dos gráficos de dimensionamento apresentados na Figura 5.26.

Passo 6: Definição das paredes laterais da estrutura, de acordo com o item 5.11.4.

5.12 BACIA DE DISSIPACÃO POR QUEDA COM BLOCOS

O dimensionamento de bacias de dissipação por queda com blocos consiste em estimar a altura de queda, em determinar a largura e o comprimento da bacia, a posição e as dimensões dos blocos de amortecimento e da soleira terminal. Na Figura 5.27 apresenta-se o esquema desta estrutura de dissipação de energia, em corte longitudinal e em planta.

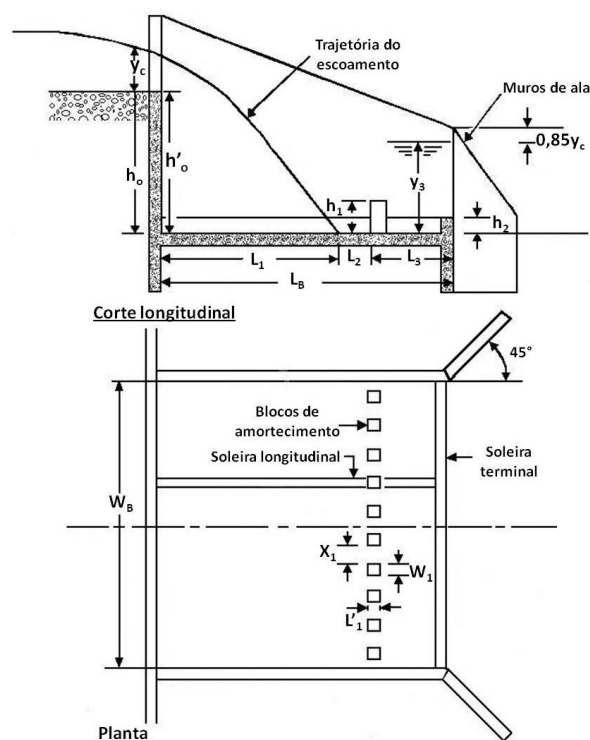


Figura 5.27: Esquema da bacia de dissipação por queda com blocos (adaptado de Thompson, et al., 2006)

5.12.1 LARGURA DA ESTRUTURA

A largura da estrutura é constante ao longo do seu comprimento e é definida consoante as condições locais. É aconselhável que a largura da crista do vertedouro seja superior a 1,5 vezes a altura crítica do escoamento e que cota da crista seja igual à cota da soleira do canal de montante (Thompson, et al., 2006). Para além destas recomendações, deverão ser ainda consideradas as indicações apresentadas no item 5.11.1.

5.12.2 ALTURA DE QUEDA

A altura de queda deverá ter em consideração a altura de água a jusante, uma vez que esta influencia o funcionamento da estrutura de dissipação. A altura de água a jusante deve ser inferior à cota da crista do vertedouro, de forma a que a trajetória do escoamento mantenha a zona arejada. Esta entrada de ar para a face inferior da veia deve ser assegurada, por forma a evitar a formação de depressões na zona entre o jato e a parede vertical (Ramos, 2010).

A altura de água na secção de jusante da bacia deverá ser igual ou superior a $2,15y_c$. Caso seja inferior deverá ser aumentada a largura da estrutura, o que diminuirá a altura crítica do escoamento na crista do vertedouro, ou deverá ser aumentada a altura de queda (Merkley, 2004).

O aumento da altura de queda é conseguido através de uma depressão na soleira da estrutura, o que irá reduzir a cota da soleira da bacia e aumentar a altura de água na secção de jusante da bacia (Thompson, et al., 2006).

A altura de água na secção de jusante da bacia é determinada pela expressão (5.62) (Thompson, et al., 2006).

$$y_3 = 2,15y_c \quad (5.62)$$

Sendo,

y_3 – altura de água na secção de jusante da bacia (m);

y_c – altura crítica na crista do vertedouro (m).

A distância vertical entre a crista do vertedouro e a altura de água na secção de jusante da bacia é determinada pela expressão (5.63). Usando a crista como ponto de referência, esta distância é um número negativo. O facto de ser negativo indica que a altura de água a jusante está abaixo da crista do vertedouro (Thompson, et al., 2006).

$$h^* = -(h'_o - y_o) \quad (5.63)$$

Sendo,

h^* – distância vertical entre a altura de água a jusante e a crista do vertedouro (m);

h'_o – queda vertical entre o canal a montante e o canal a jusante (m);

y_o – altura de água no canal a montante da estrutura de queda (m).

O valor de h'_o é estimado consoante as condições locais e a queda que se pretende introduzir num determinado canal de drenagem.

Como foi referido anteriormente, por vezes é necessário criar uma depressão na soleira da estrutura. A diferença entre o valor de h'_o e de h_o representa essa depressão.

A queda total (h_o) é determinada com base na altura de água na secção de jusante e na distância vertical entre a crista e altura de água na secção de jusante através da expressão (5.64) (Thompson, et al., 2006).

$$h_o = h^* - y_3 \quad (5.64)$$

Sendo,

h_o – queda total, desde a crista do vertedouro até à soleira da bacia de dissipação (m);

h^* – distância vertical entre a altura de água na secção de jusante e a crista do vertedouro (m);

y_3 – altura de água na secção de jusante da bacia (m).

5.12.3 COMPRIMENTO DA BACIA

O comprimento total da bacia é determinado tendo em consideração três parcelas, L_1 , L_2 e L_3 , como se apresenta na expressão (5.65).

$$L_B = L_1 + L_2 + L_3 \quad (5.65)$$

Sendo,

L_B – comprimento total da bacia (m);

L_1 – distância entre a parede de queda e o ponto onde a superfície da água atinge a soleira da bacia de dissipação (m);

L_2 – distância desde ponto em que a superfície da água atinge a soleira da bacia de dissipação até à face de montante dos blocos de amortecimento (m);

L_3 – distância desde face de montante dos blocos de amortecimento até à soleira terminal (m).

O comprimento L_1 pode ser determinado através da Figura 5.28.

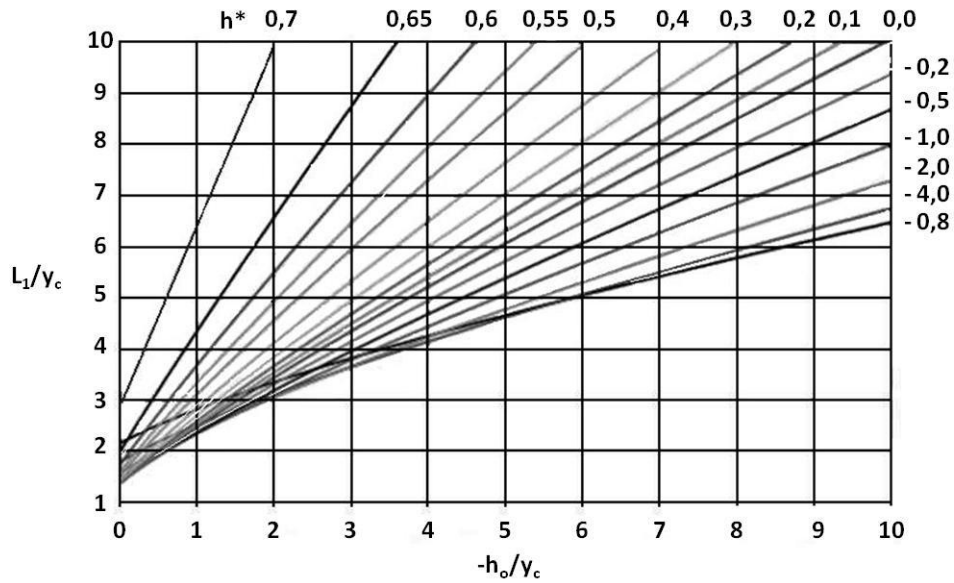


Figura 5.28: Determinação do valor de L_1 da bacia de dissipação por queda com blocos (adaptado de Merkley, 2004)

Martins (2000) sugere que o comprimento L_1 da bacia seja determinado através da Figura 5.29 em função do número de queda (N_q) e da relação $\Delta y/y_o$, sendo Δy a diferença de níveis de água a montante e a jusante e y_o altura de água no canal a montante.

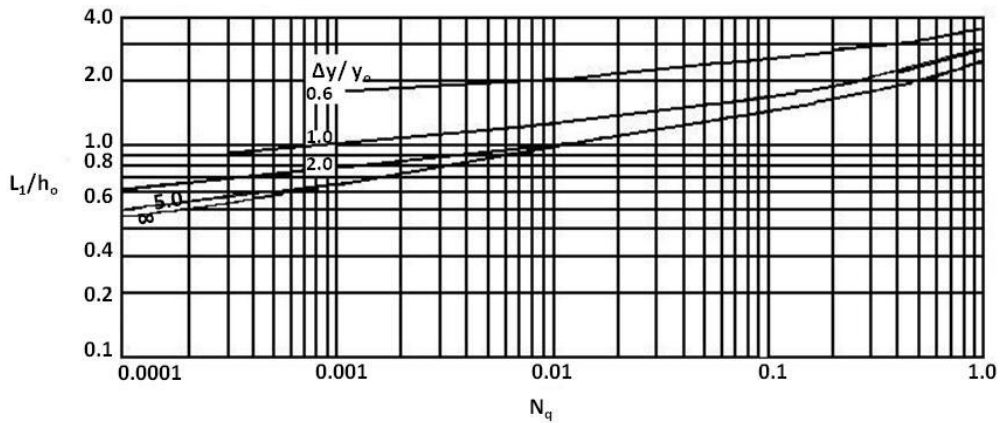


Figura 5.29: Valores de L_1/h_0 para a bacia de dissipação por queda com blocos (adaptado de Martins, 2000)

Através desta figura pode-se afirmar que para as mesmas características de escoamento a montante e para o mesmo valor de queda, o comprimento da estrutura aumenta à medida que diminui a diferença entre os níveis de água a montante e de jusante (Martins, 2000).

Os comprimentos L_2 e L_3 são determinados em função da altura crítica do escoamento através das expressões (5.66) e (5.67).

$$L_2 = 0,8y_c \tag{5.66}$$

$$L_3 \geq 1,75y_c \tag{5.67}$$

5.12.4 BLOCOS DE AMORTECIMENTO E SOLEIRA TERMINAL

Os blocos de amortecimento são colocados na soleira da estrutura com o objetivo de auxiliar na dissipação de energia. São localizados a uma distância da parede de queda definida pela soma de L_1+L_2 .

Os blocos de amortecimento têm forma paralelepípedica e a sua altura (h_1) é determinada de acordo com a expressão (5.68) (Ramos, 2005; Thompson, et al., 2006).

$$h_1 = 0,8y_c \quad (5.68)$$

A largura (W_1), o comprimento (L'_1) e o espaçamento (X_1) dos blocos deverão ter o mesmo valor, determinado através da expressão (5.69). É de referir que a bacia apresenta desempenho aceitável se a largura e o espaçamento dos blocos variar dentro de mais ou menos $0,15y_c$ (Thompson, et al., 2006).

$$W_1 = L'_1 = X_1 = 0,4y_c \quad (5.69)$$

De acordo com Merkley (2004), a largura, o comprimento e o espaçamento dos blocos pode variar entre $0,5y_c$ a $0,75y_c$.

O espaçamento entre os blocos de amortecimento deverá ser igual em toda a largura da bacia de dissipação, sendo toleráveis pequenos ajustes necessários para acomodar a largura total (Merkley, 2004).

A soleira terminal é contínua e é colocada no final da estrutura. A sua altura (h_2) deverá ser determinada pela expressão (5.70) (Thompson, et al., 2006; Ramos, 2005).

$$h_2 = 0,4y_c \quad (5.70)$$

As soleiras longitudinais, como mostrado na Figura 5.27, são opcionais do ponto de vista hidráulico. Estas soleiras reforçam a bacia estruturalmente, devendo passar através dos blocos e não nos espaços entre eles (Thompson, et al., 2006).

5.12.5 PAREDES LATERAIS E MUROS DE ALA

As paredes laterais da estrutura de queda são paralelas. Deverão ter uma altura relativamente superior à altura do escoamento no canal a montante, fazendo uma determinada inclinação na zona da queda. À saída da bacia deverão ter uma altura superior à altura de água a jusante, cerca de $0,85y_c$ acima desta (Thompson, et al., 2006).

Os muros de ala têm uma inclinação de 45° em relação ao eixo de saída da bacia e uma inclinação, no topo, de 1:1 (Thompson, et al., 2006). O seu comprimento depende da largura do canal natural a jusante. Estes muros não são necessários quando o canal a jusante é revestido (Merkley, 2004).

5.12.6 CANAL A MONTANTE DA ESTRUTURA DE QUEDA

Devido à aceleração do escoamento ao aproximar-se da crista, deve ser colocado enrocamento a montante do vertedouro com uma extensão igual $3y_c$. O diâmetro médio deste enrocamento deve ser determinado pela expressão (5.12) (Thompson, et al., 2006).

Martins (2000) recomenda que seja colocada uma proteção com extensão de pelo menos 2 vezes a energia específica do escoamento em regime uniforme, ou seja, $2\left(\frac{V_o^2}{2g} + y_o\right)$, sendo V_o a velocidade do escoamento no canal de montante e y_o a altura de água.

5.12.7 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

Para o dimensionamento das estruturas de queda com blocos de amortecimento apresenta-se o procedimento de cálculo sugerido por Thompson, et al. (2006), que segue os seguintes passos:

Passo 1: Estimar altura de queda que se pretende introduzir entre o canal a montante e o de jusante (h'_o).

Passo 2: Definição da largura da estrutura (W_B) tendo em conta as considerações do item 5.12.1.

Passo 3: Determinação das condições normais de escoamento que se aproximam da queda (y_o , V_o e F_{ro}) para verificar condições de regime lento. Se o regime não for lento deve ser repetido o passo 1.

Passo 4: Determinação da altura crítica do escoamento antes da queda (y_c).

Passo 5: Determinação da altura total de queda (h_o).

Avaliar a necessidade de introduzir uma depressão da soleira da bacia tendo em conta a altura de água na secção de jusante e através da expressão (5.64).

Passo 6: Determinação do comprimento total da bacia (L_B).

Cálculo das três componentes do comprimento da bacia. Determinação do comprimento L_1 através da Figura 5.28 ou da Figura 5.29, sendo que por qualquer um destes métodos o valor de L_1

não irá variar significativamente. Cálculo dos comprimentos L_2 e L_3 , através das expressões (5.66) e (5.67).

Passo 7: Definição dos blocos de amortecimento e da altura da soleira terminal de acordo com o item 5.12.4.

Passo 8: Definição da altura das paredes laterais e dos muros de ala.

5.13 ESTRUTURAS COM MACRORRUGOSIDADES – RAMPA COM BLOCOS

O dimensionamento das estruturas em rampa com blocos consiste na determinação das dimensões dos blocos defletores, a sua localização e posição na rampa.

Na Figura 5.30 apresenta-se o esquema de uma rampa com blocos.

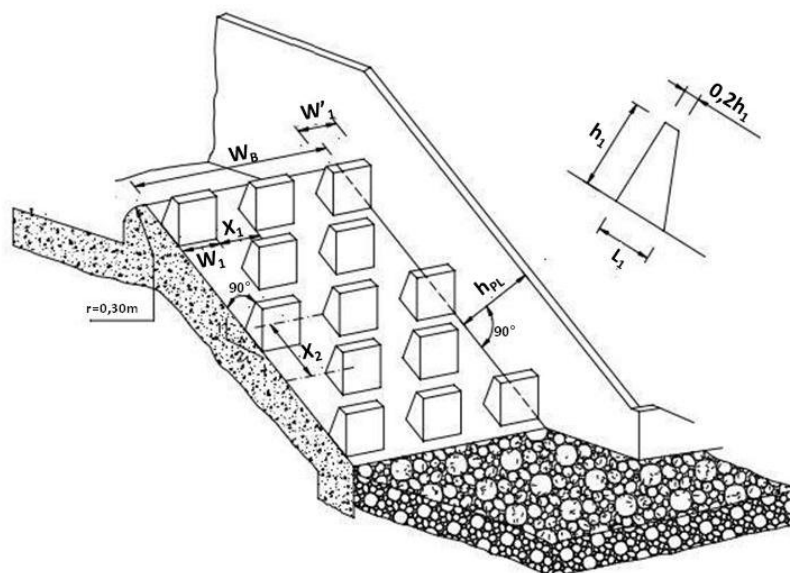


Figura 5.30: Esquema da estrutura com macrorrugosidades – Rampa com blocos (adaptado de Martins, 2000)

5.13.1 LARGURA E COMPRIMENTO DA ESTRUTURA

A largura e o comprimento da estrutura com blocos deverá ser definida consoante as condições locais e o desnível que se pretende vencer entre o canal a montante e o de receção, sendo aconselhável que o declive da rampa seja no mínimo de 1:4 e no máximo de 1:2 (Thompson, et al., 2006).

5.13.2 BLOCOS DEFLETORES

As dimensões dos blocos defletores colocados na rampa foram estabelecidas com base em testes e observações em modelo protótipo por Peterka. A sua altura deve ser 80% da altura crítica do escoamento, como definido na expressão (5.71) (Ramos, 2010).

$$h_1 = 0,8y_c \quad (5.71)$$

Em que,

h_1 – altura dos blocos defletores colocados na rampa (m);

y_c – altura crítica do escoamento (m).

A altura dos blocos poderá ser aumentada até $0,9y_c$ (Ramos, 2010).

A largura e o espaçamento horizontal dos blocos defletores são determinados pela expressão (5.72) e não se deverá considerar um valor inferior à altura dos blocos.

$$W_1 = X_1 = 1,5h_1 \quad (5.72)$$

Sendo,

W_1 – largura dos blocos defletores (m);

X_1 – espaçamento horizontal entre os blocos defletores (m);

h_1 – altura dos blocos defletores (m).

Os blocos defletores deverão ser dispostos na rampa em filas, devendo a sua localização ser alternada em relação às filas adjacentes. Assim, em alguns casos é necessário colocar blocos parciais junto às paredes laterais da estrutura. A largura destes blocos (W'_1) deverá variar entre $1/3h_1$ e $2/3h_1$ (Ramos, 2010).

O comprimento dos blocos deverá ser definido de acordo com a expressão (5.73) (Ramos, 2010).

$$L_1 = 0,7h_1 \quad (5.73)$$

Em que,

L_1 – comprimento dos blocos defletores (m);

h_1 – altura dos blocos defletores (m).

O espaçamento longitudinal dos blocos defletores (X_2) deverá ter em consideração o declive da rampa. Para estruturas com declive de 1:2, as filas sucessivas de blocos defletores deverão ter um espaçamento de $2h_1$. Para blocos defletores com altura inferior a 0,9 m o espaçamento poderá ser superior a $2h_1$, mas não deverá exceder 1,8 m. (Thompson, et al., 2006). Para rampas com declive inferior a 1:2 o espaçamento deve ser aumentado proporcionalmente, de forma a manter o desnível entre filas consecutivas de blocos estipulado para o declive 1:2 (Pinheiro, 2006).

Os blocos defletores são construídos com as faces de montante normais à soleira da rampa, podendo no entanto ser utilizados blocos com faces verticais. A espessura no topo do bloco deverá ser de $0,2 h_1$, não podendo ter um valor inferior a 0,23 m (Thompson, et al., 2006).

5.13.3 PAREDES LATERAIS

As paredes laterais da estrutura deverão ter uma altura igual a três vezes a altura dos blocos defletores, como definido na expressão (5.74).

$$h_{PL} = 3h_1 \quad (5.74)$$

5.13.4 PROTEÇÃO COM ENROCAMENTO À SAÍDA DA RAMPA

À saída da rampa com blocos, de acordo com Thompson, et al. (2006), a velocidade do escoamento não será superior a 1/3 da velocidade crítica.

De qualquer forma, na secção de saída da rampa, à semelhança do que acontece com outros órgãos de dissipação de energia, deve ser evitada a erosão no leito do canal de restituição. Para tal deve ser prevista a jusante da rampa uma proteção com tapete de enrocamento (Figueiredo, 2010).

É recomendado que os blocos de enrocamento tenham diâmetros compreendidos entre 0,15 m e 0,30 m, uma extensão de 4 m e a altura da zona a proteger seja definida por forma a ultrapassar em 0,30 m a cota da superfície livre de água a jusante (Ramos, 2005).

Thompson, et al. (2006) refere que o canal em rampa deverá ser estendido abaixo do nível do leito do canal a jusante, ficando uma fila de blocos defletores enterrada. A extremidade inferior deverá ser protegida contra erosões indesejadas, como já foi referido anteriormente.

5.13.5 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

O procedimento de cálculo das estruturas em rampa com blocos é baseado no método apresentado por Thompson, et al. (2006) e segue os seguintes passos:

Passo 1: Determinação das condições normais do escoamento no canal e verificação das condições de aproximação.

Cálculo da altura de água do escoamento e da velocidade de aproximação à rampa com blocos. Verificar se a velocidade de aproximação é inferior à velocidade crítica e se o caudal unitário é inferior a $5,6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Passo 2: Determinação das dimensões dos blocos defletores e da sua localização na rampa de acordo com o item 5.13.2.

Passo 3: Determinação da altura das paredes laterais (h_{PL}) tendo em conta o item 5.13.3.

Passo 4: Dimensionamento do tapete de enrocamento a colocar a jusante da rampa.

5.14 ESTRUTURAS COM MACRORRUGOSIDADES – RAMPA COM TRAVESSAS

O dimensionamento da estrutura de dissipação em rampa com travessas consiste essencialmente na definição dos elementos transversais a colocar na rampa de modo a provocar um escoamento deslizante sobre turbilhões. Na Figura 5.31 apresenta-se o esquema da rampa com travessas.

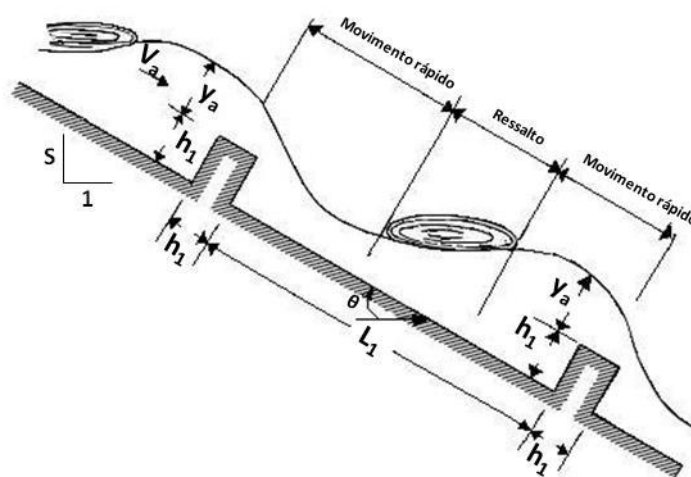


Figura 5.31: Esquema da estrutura com macrorrugosidades – Rampa com travessas (adaptado de Martins, 2000)

5.14.1 LARGURA E COMPRIMENTO DA ESTRUTURA

A largura e o comprimento da estrutura com travessas deverá ser definida consoante as condições locais e a altura de queda. É aconselhável que o declive da rampa seja no máximo 1:1,23 (Khatsuria, 2005).

5.14.2 DEFINIÇÃO DOS ELEMENTOS TRANSVERSAIS

A altura das travessas é determinada consoante se considerem elementos com secção quadrada e contínuos ou elementos cúbicos. Para os elementos de secção quadrada a altura é determinada pela expressão (5.75a) (Martins, 2000).

$$h_1 = \frac{1}{(3 - 3.7S)^{2/3}} y_c \quad (5.75a)$$

Sendo,

h_1 – altura das travessas (m);

S – inclinação da rampa (m/m);

y_c – altura crítica (m).

Para os elementos de rugosidade cúbicos a altura é determinada pela expressão (5.75b). Deve ser adotado um espaçamento lateral entre os elementos com um valor compreendido entre $1,5h_1$ e $2,5h_1$, sendo preferível a adoção do primeiro (Ramos, 2005).

$$h_1 = 0,7y_c \quad (5.75b)$$

O espaçamento entre travessas, quer para elementos de secção quadradas quer para elementos cúbicos, é determinado através da relação entre o espaçamento e a altura das travessas, L_1/h_1 . Esta relação deve ser entre 7,5 e 12,0, sendo o valor recomendado 10 (Khatsuria, 2005).

A altura do elemento transversal de maiores dimensões que antecede as filas de travessas, no caso de serem adotadas 5 filas de elementos transversais, é determinada pela expressão (5.76).

$$h_2 = \left[\sqrt{\frac{2}{(1 - tg\theta)^2} \frac{y_c}{y_o} - (1 - tg\theta)^2} \right] y_c \quad (5.76)$$

Sendo,

h_2 – altura do elemento transversal de maiores dimensões (m);

θ – inclinação da rampa (°);

y_c – altura crítica do escoamento à entrada da rampa (m);

y_o – altura de água no canal de montante (m).

O espaçamento entre este elemento e o seguinte é determinado pela expressão (5.77). O valor de L_2 deverá ser inferior a L_1 , caso seja maior deverá ser adotado o valor de L_1 .

$$L_2 = (1 + tg\theta)h_2 + y_c \left(\frac{h_2}{g \cos\theta} \right)^{1/2} \quad (5.77)$$

5.14.3 ALTURA DAS PAREDES LATERAIS

A altura das paredes laterais deverá ser tal que seja superior à altura de água sobre as travessas, de modo a evitar que os respingos causados pelos ressaltos sucessivos ao longo das travessas sejam projetados para o exterior da estrutura.

A altura de água sobre as travessas é determinada pela expressão (5.78) (Martins, 2000).

$$y_a = 0,52q^{2/3} \quad (5.78)$$

Sendo,

y_a – altura de água sobre as travessas (m);

q – caudal unitário de descarga ($m^3/s/m$).

5.14.4 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

O procedimento de cálculo para as estruturas com macrorrugosidades com travessas é baseado no método apresentado para a rampa com blocos (pela semelhança entre as duas estruturas).

Passo 1: Determinação das condições normais do escoamento no canal e verificação das condições de aproximação.

Cálculo da altura de água do escoamento e da velocidade de aproximação à rampa com blocos.

Passo 2: Determinação da velocidade média de aproximação às travessas (V_a), através da expressão (5.79).

$$V_a = \frac{q}{h_1 + y_a} \quad (5.79)$$

Passo 3: Determinação das dimensões dos elementos transversais e o seu espaçamento, de acordo com o item 5.14.2.

Passo 4: Definição das paredes laterais, tendo em consideração a altura de água sobre as travessas, determinada pela expressão (5.78).

5.15 ESTRUTURAS DE DISSIPÇÃO COM DEGRAUS

O dimensionamento das estruturas de dissipação com degraus consiste na definição dos degraus constituintes. Nestas estruturas a dissipação de energia depende da forma geométrica e da declividade do canal em degraus.

A Figura 5.32 apresenta a esquematização da estrutura de dissipação por degraus.

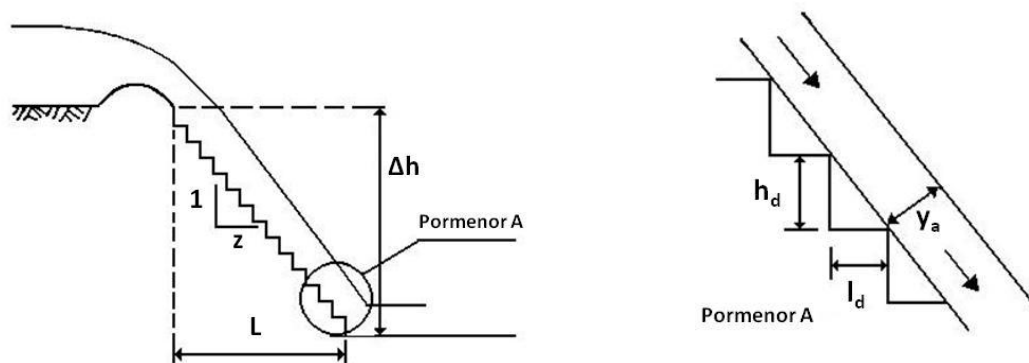


Figura 5.32: Esquema da estrutura de dissipação por degraus (adaptado de Ramos, 2005)

5.15.1 LIMITES DE OCORRÊNCIA DOS REGIMES DE ESCOAMENTO

Como se referiu no capítulo 3, o escoamento em degraus poderá ocorrer em três regimes diferentes, sendo eles o escoamento em quedas sucessivas, escoamento de transição e escoamento deslizando sobre turbilhões.

É vantajoso que o escoamento se desenvolva em regime deslizando sobre turbilhões, sendo de evitar o escoamento de transição, por se considerar que o seu comportamento não pode ser previsto na totalidade (Tomaz, 2011).

O escoamento por quedas sucessivas com impacto total do jato com ressalto hidráulico na soleira do degrau é bastante utilizado. No entanto, é necessário bastante espaço para garantir que o ressalto hidráulico se dá no patamar do degrau (Tomaz, 2011).

De acordo com Mata-Lima, et al. (2008) no dimensionamento de estruturas em degraus é comum optar-se pelo critério que conduz à obtenção de escoamento deslizando sobre turbilhões em vez do escoamento em quedas sucessivas. O escoamento deslizando sobre turbilhões atinge maior eficiência na dissipação de energia.

Antes de se fazer qualquer consideração relativamente ao dimensionamento destas estruturas considera-se relevante a apresentação dos limites de ocorrência de cada tipo de escoamento que poderão decorrer nos degraus.

Diversos investigadores estudaram o escoamento que ocorre nas estruturas com degraus. A ocorrência dos diferentes tipos de escoamentos poderá ser prevista tendo em consideração a altura crítica e a altura e o comprimento dos degraus.

A passagem de um escoamento em quedas sucessivas para um escoamento de transição e em seguida para um escoamento deslizante sobre turbilhões pode ser obtida através do aumento da vazão específica ou da declividade da estrutura. Através de estudos experimentais é possível observar a mudança entre os diferentes escoamentos e estabelecer relações que permitam definir a ocorrência de um ou outro regime de escoamento (Simões, 2008).

Ferreira (2009) apresenta expressões que definem os limites de ocorrência dos diferentes tipos de escoamento, propostas por diferentes autores. No Quadro 5.17 apresentam-se as referidas expressões. As expressões (5.80a), (5.81a) e (5.82a) determinam o momento em que o escoamento em quedas sucessivas passa a escoamento de transição. As expressões (5.80b), (5.81b) e (5.82b) definem o momento em que o escoamento de transição passa o escoamento deslizante sobre turbilhões.

Quadro 5.17: Limites de ocorrência dos diferentes tipos de escoamento em estruturas com degraus (adaptado de Ferreira, 2009)

Yasuda et al (2001)	$\frac{y_c}{h_d} = \frac{1}{0,57 \left(\frac{h_d}{l_d}\right)^3 + 1,3}$	(5.80a)
	$\frac{y_c}{h_d} = 0,862 \left(\frac{h_d}{l_d}\right)^{-1,65}$	(5.80b)
Chanson e Toombes (2004)	$\frac{y_c}{h_d} > 0,9174 - 0,381 \frac{h_d}{l_d}$	(5.81a)
	$\frac{y_c}{h_d} < \frac{0,9821}{\left(\frac{h_d}{l_d} + 0,388\right)^{0,384}}$	(5.81b)
Pinheiro a Fael (2006)	$\frac{y_c}{h_d} = 0,279 \left(\frac{h_d}{l_d}\right)^{-0,828}$	(5.82a)
	$\frac{y_c}{h_d} = 0,580 \left(\frac{h_d}{l_d}\right)^{-0,506}$	(5.82b)

A expressão (5.80a) é válida para $0,1 \leq h_d/l_d \leq 1,43$ (Khatsuria, 2005).

De acordo com a análise feita por Ferreira (2009) as expressões sugeridas por Yasuda et al (2001) e Chanson e Toombes (2004) apresentam valores muito semelhantes, já as de Pinheiro a Fael (2006) diferem sobretudo para valores de h_d/l_d na gama de 0,5 e 1,5 em relação às expressões apresentadas anteriormente.

Tomaz (2011) apresenta a abordagem feita por Chanson (2001), que expõe de forma bastante bem definida a ocorrência dos escoamentos. No Quadro 5.18 apresenta-se as expressões e o respetivo regime de escoamento.

Quadro 5.18: Limites de ocorrência dos diferentes tipos de escoamento em estruturas com degraus (adaptado de Tomaz, 2011)

Escoamento em quedas sucessivas	Com impacto total do jato com formação do ressalto hidráulico na soleira do degrau	$\frac{y_c}{h_d} < 0,0916 \left(\frac{h_d}{l_d}\right)^{-1,276}$	(5.83a)
	Com impacto total do jato sem formação de ressalto hidráulico na soleira do degrau	$\frac{y_c}{h_d} > 0,0916 \left(\frac{h_d}{l_d}\right)^{-1,276}$ e $\frac{y_c}{h_d} < 0,89 - 0,4 \frac{h_d}{l_d}$	(5.83b)
	Com impacto parcial do jato na soleira do degrau	$\frac{y_c}{h_d} > 0,89 - 0,4 \frac{h_d}{l_d}$	(5.83c)
Escoamento de transição		$0,89 - 0,4 \frac{h_d}{l_d} < \frac{y_c}{h_d} < 1,2 - 0,325 \frac{h_d}{l_d}$	(5.84)
Escoamento deslizante sobre turbilhões	Com recirculação instável com interferência esteira – degrau	$\frac{y_c}{h_d} > 1,2 - 0,325 \frac{h_d}{l_d}$ e $\frac{h_d}{l_d} < 0,3 a 0,5$	(5.85a)
	Com recirculação instável com interferência esteira-esteira	$\frac{y_c}{h_d} > 1,2 - 0,325 \frac{h_d}{l_d}$ e $\frac{h_d}{l_d} \approx 0,3 a 0,5$	(5.85b)
	Com recirculação estável	$\frac{y_c}{h_d} > 1,2 - 0,325 \frac{h_d}{l_d}$ e $\frac{h_d}{l_d} > 0,3 a 0,5$	(5.85c)

Simões (2008) apresenta resultados de um estudo experimental realizado por Chinnarasri e Wongwises (2004) referente a estruturas com degraus inclinados em aclave. As expressões (5.86a) e (5.86b) definem, respectivamente, o limite entre o escoamento por quedas sucessivas e o escoamento de transição e o limite entre o escoamento de transição e o escoamento deslizante sobre turbilhões. Estas expressões apenas são válidas para valores entre $0,1 \leq h_d/l_d \leq 1,73$.

$$\frac{y_c}{h_d} = 0,927 - 0,005\theta - 0,388 \frac{h_d}{l_d} \quad (5.86a)$$

$$\frac{y_c}{h_d} = (0,844 + 0,003\theta) \left(\frac{h_d}{l_d}\right)^{-0,153+0,004\theta} \quad (5.86b)$$

Sendo,

θ - ângulo do aclave do degrau ($^{\circ}$).

5.15.2 LARGURA DA ESTRUTURA

A largura da estrutura deve ser avaliada de modo a que para o caudal de dimensionamento a altura crítica conduza ao escoamento deslizante sobre turbilhões, de acordo com as expressões apresentadas no Quadro 5.17 e Quadro 5.18.

Em casos em que a estrutura seja colocada a jusante de uma conduta de drenagem a largura estrutura deverá ser o dobro da largura da conduta (Tomaz, 2011).

5.15.3 DEFINIÇÃO DOS DEGRAUS

A geometria dos degraus é essencial no dimensionamento destas estruturas. A definição da altura dos degraus deverá ter em consideração o caudal de projeto, a declividade dos degraus, o desnível total que se pretende vencer com a utilização desta estrutura, o espaço disponível para o comprimento em projeção da estrutura e o regime do escoamento.

A declividade da estrutura e dos degraus poderá ser definida pelo valor de z (1V:zH). É de referir que a declividade dos degraus acompanha a declividade do talude natural existente.

De modo a que o escoamento se processe em regime deslizante sobre turbilhões, Tomaz (2011) recomenda que a relação entre a altura crítica à entrada da estrutura e a altura do degrau (y_c/h_d) varie de 1,0 a 3,2.

O comprimento do patamar do degrau é definido com base no declive da estrutura e na altura do degrau. Assim, o comprimento é definido pela expressão (5.87a).

$$l_d = h_d \times z \quad (5.87a)$$

Sendo,

l_d – comprimento do degrau (m);

h_d – altura do degrau (m);

z – declividade dos degraus, definida por 1V:zH.

O comprimento do degrau poderá também ser definido com base no número de degraus que se prevê que a estrutura contenha e no comprimento da projeção da estrutura. Com base nisto, o comprimento do degrau poderá ser determinada pela expressão (5.87b).

$$l_d = \frac{L}{N} \quad (5.87b)$$

Sendo,

l_d – comprimento do degrau (m);

L – comprimento da projeção da estrutura (m);

N – número de degraus da estrutura, determinado pela expressão (5.88).

$$N = \frac{\Delta h}{h_d} \quad (5.88)$$

Em que,

Δh – desnível a vencer entre o canal a montante e a jusante (m).

5.15.4 PAREDES LATERAIS DA ESTRUTURA

As estruturas com degraus incluem paredes laterais de forma a evitar que os respingos causados pelo escoamento sejam projetados para o exterior da estrutura.

A altura das paredes laterais da estrutura pode ser determinada pela expressão (5.89a).

$$h_{PL} = y_a + (k \times y_a)^{0,5} \quad (5.89a)$$

Em que,

h_{PL} – altura das paredes laterais (m);

y_a – altura de água nas escadas (m);

k – parâmetro que varia de 0,8 a 1,4 para caudais que variem de 0,5 m³/s a 85 m³/s (-).

No caso de descidas de água em talude com degraus a altura das paredes laterais poderá ser determinada pela expressão (5.89b) (DNIT, 2006).

$$h_{PL} = \left(\frac{Q}{2,07W_B^{0,9}} \right)^{1/1,6} \quad (5.89b)$$

Sendo,

h_{PL} – altura das paredes laterais (m);

Q – caudal de projeto (m³/s);

W_B – largura da estrutura (m).

5.15.5 ALTURA DE ÁGUA NAS ESCADAS

A altura de água nas escadas, para escoamentos deslizante sobre turbilhões, é determinada pela expressão (5.90a) de Boes e Hager (2003), conforme apresentado em Tomaz (2011).

$$y_a = y_c \left(\frac{fe}{8\text{sen}\theta} \right)^{1/3} \quad (5.90a)$$

Sendo,

y_a – altura de água nos degraus (m);

y_c – altura crítica à entrada da estrutura (m);

f_e – coeficiente de atrito da formula de Darcy-Weisbach. Este coeficiente é um valor experimental, considerando-se um valor de 0,2.

θ – ângulo de inclinação dos degraus (°).

Tomaz (2011) também apresenta a expressão (5.90b) para determinação da altura de água na estrutura.

$$y_a = 0,4 \times h_d \times F_{ro}^{0,6} \quad (5.90b)$$

Em que,

y_a – altura de água nos degraus (m);

h_d – altura do degrau (m);

F_{ro} – número de Froude, determinado pela expressão (5.91).

$$F_{ro} = \frac{q}{\sqrt{g \sin \theta h_d^3}} \quad (5.91)$$

5.15.6 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

Para o procedimento do dimensionamento para as estruturas de dissipação por degraus sugere-se os seguintes passos de cálculo:

Passo 1: Estimar a largura da estrutura (W_B).

Passo 2: Determinação do caudal específico (q) e da altura crítica do escoamento (y_c).

Passo 3: Determinação do comprimento da estrutura em projeção horizontal (L) e do desnível que se pretende vencer (Δh).

Passo 4: Determinação da altura (h_d) e do comprimento do degrau (l_d).

Calcular a altura do degrau tendo como referência a recomendação $1,0 < y_c/h_d < 3,2$ e o comprimento pela expressão (5.87a) ou (5.87b).

Passo 5: Verificação das dimensões definidas para os degraus, de modo a conduzirem ao escoamento deslizante sobre turbilhões.

Passo 6: Determinação da altura de água na estrutura (y_a) através da expressão (5.90a) ou (5.90b).

Passo 7: Determinação da altura das paredes laterais (h_{PL}).

6 CONCLUSÃO

Na drenagem superficial de vias de comunicação podem surgir problemas de erosão devido à elevada velocidade do escoamento nos locais de descarga, na restituição do escoamento e ao longo de canais de drenagem com elevada inclinação. Estes pontos, considerados críticos de erosão, deverão ser avaliados de forma a analisar a necessidade de utilização de uma proteção e decidir a solução mais apropriada.

Uma obra de dissipação de energia é necessária na maioria dos casos. Avaliando as velocidades críticas para cada tipo de solo apresentadas no Quadro1 pode-se afirmar que os solos não suportam velocidades de escoamento elevadas, portanto considera-se pertinente que se utilize uma proteção que poderá consistir em soluções com enrocamento ou em estruturas de betão.

A escolha do dissipador de energia, para além das condicionantes de aplicabilidade, deverá ter em consideração as condições locais. Cada situação é única e cada dissipador de energia tem certas limitações de funcionamento que deverão ser conjugadas com as características do escoamento e locais. Para além disto, a seleção do dissipador deverá conduzir à solução mais económica possível. Relacionado com esta componente de decisão, deve ser avaliada a importância da obra, através da análise de riscos de segurança de pessoas e de terrenos adjacentes.

As árvores de decisão elaboradas no âmbito deste trabalho conduzem a mais do que uma solução, em certas situações. Contudo, estas árvores não pretendem ser esquemas absolutos de escolha mas sim orientar para a solução ou soluções apropriadas e que se encaixem nas exigências de cada estrutura e de cada local, para que a partir daqui se possa estudar o dispositivo de dissipação mais adequado.

A árvore de decisão 1 orienta essencialmente para as opções de dissipação consoante o local onde se pretende introduzir a proteção contra a erosão, sendo complementada pelas árvores de decisão 2 e 3.

A árvore de decisão 2 é apropriada para situações à saída de canais de drenagem. Nestas situações a proteção com enrocamento é uma solução habitualmente utilizada pela sua facilidade de construção e por ser económica e ambientalmente mais favorável. Por estas razões as soluções com enrocamento deverão ser, sempre que possível, consideradas.

No entanto, a solução através de um tapete de enrocamento não é eficaz em todas as situações. Nos casos em que a velocidade do escoamento é elevada o enrocamento colocado pode ser arrastado para jusante, o que significa que as dimensões dos blocos não são adequadas. O dimensionamento de blocos de enrocamento para velocidades muito elevadas conduz a grandes

dimensões, o que se torna numa situação inviável no ponto de vista da conceção. Poderá ainda considerar-se a proteção com enrocamento através da bacia de dissipação em enrocamento, que apesar de admitir velocidades superiores ao tapete de enrocamento não é viável que seja adotada em casos em que as velocidades sejam demasiado elevadas pois conduzem a dimensões, em termos de área de implantação, muito elevadas.

Em situações em que a velocidade do escoamento for mais elevada dever-se-á adotar outro tipo de soluções como estruturas de dissipação em betão. A árvore de decisão 2 revela que a bacia de dissipação por impacto Tipo VI é a solução mais abrangente, aparecendo como opção em praticamente todas as frentes de decisão, sendo também considerada mais eficiente na dissipação de energia do que as bacias de dissipação por ressalto, para o mesmo número de Froude.

A árvore de decisão 3 é vocacionada para a dissipação de energia quando se pretende vencer desníveis entre o canal de drenagem de montante e de jusante. No caso de existir um desnível a jusante de uma passagem hidráulica terá de ser utilizada uma das soluções apresentadas na árvore de decisão 2 para dissipar a velocidade do escoamento proveniente do aqueduto, e posteriormente as soluções apresentadas na árvore de decisão 3. Com exceção das bacias Tipo SAF e Tipo IV que podem funcionar em combinação com as duas situações, ou seja, em casos em que haja uma diferença significativa entre a cota da saída da passagem hidráulica e a cota do canal de jusante.

Da árvore de decisão 3 destaca-se o facto da estrutura com degraus ser apontada como a solução mais abrangente em diversas situações, sendo utilizada na drenagem longitudinal a jusante de passagens hidráulicas e em descidas de talude.

A proteção com enrocamento deverá ser avaliada à saída de praticamente todas as estruturas de dissipação de modo a criar uma superfície de transição que permita absorver o impacto da velocidade do escoamento, ainda com alguma turbulência após a dissipação, e ajustá-la às condições do terreno natural a jusante.

No dimensionamento proposto para as estruturas de dissipação de energia há situações em que se propõem mais do que uma metodologia de cálculo. Nestes casos recomenda-se que seja avaliada cada situação em concreto e se opte pela solução que se julga ser a mais apropriada tendo em conta uma análise risco/custo. Pretende-se evitar o sobredimensionamento das estruturas mas por outro lado evitar que o dimensionamento fique aquém das necessidades.

Uma estrutura de dissipação mal dimensionada poderá dar origem a problemas como turbulência excessiva no escoamento, arrastamento do ressalto hidráulico para o exterior da estrutura

causando erosões no canal a jusante, problemas estruturais nos dissipadores de energia, manutenção excessiva e por em causa a segurança das pessoas, das vias e dos terrenos adjacentes.

A dissipação de energia é parte integrante dos projetos de drenagem de vias. Junto das Estradas de Portugal foi possível apurar que os pontos considerados críticos de erosão são avaliados tanto aquando da construção como da manutenção, fazendo-se intervenções quando necessário.

A realização desta dissertação obrigou a aprofundar conhecimentos de hidráulica, nomeadamente dos escoamentos em superfície livre, e a alargar o âmbito da formação académica a uma área complementar – dissipação de energia em drenagem de vias. O trabalho efetuado cumpriu os objetivos propostos e esta dissertação constitui uma ferramenta de consulta interessante para quem pretender realizar o dimensionamento deste tipo de estruturas.

BIBLIOGRAFIA

ARCELORMITTAL, 2010. *Catálogo Gabiões Belgo*. Brasil : Empresa ArcelorMittal em parceria com Belgo Bekaert Arames.

Arquivo Aliso Creek Waterfall. Disponível em: [http://en.wikipedia.org/wiki/Aliso_Creek_\(Orange_County\)#mediaviewer/File:Aliso_Creek_waterfall.JPG](http://en.wikipedia.org/wiki/Aliso_Creek_(Orange_County)#mediaviewer/File:Aliso_Creek_waterfall.JPG) (acedido em agosto de 2014).

AVINO, Rogério Da Silva, 2004. *Utilização de revestimentos flexíveis em canalizações de córregos e canais*. São Paulo. Brasil : Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Universidade Anhembi Morumbi no âmbito do Curso de Engenharia Civil com ênfase Ambiental.

BEICHLEY, G.L., 1978. *Hydraulic Design of Stilling Basin for Pipe or Channel Outlets. A Water Resources Technical Publication - Research Report No. 24.* United States Department of the Interior; Bureau of Reclamation.

BRASH, Bill. 2008. *Conduit Outlet & Grassed Waterway Software Tools PowerPoint*. Certified Professional in Erosion and Sediment Control (CPESC).

BROWN, Scott A. e CLYDE, Eric S., 1989. *Design of Riprap Revetment. HEC No. 11.* U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration.

Bureau of Land and Water Quality, 2003. *Maine erosion and sediment control BMP*. Maine Department of Environmental Protection.

DNIT, 2006. *Manual de drenagem de rodovias*. Rio de Janeiro. Brasil : Departamento Nacional de Infra-Estruturas de Transportes. Instituto de Pesquisas Rodoviárias.

FARCIMAR. *Soluções em Pré-Fabricados de Betão S.A.; Catálogo*. Disponível em: <http://farcimar.pt/catalogo/#/1/> (acedido em maio de 2014).

FEMA, 2010. *Technical Manual: Outlet Works Energy Dissipators. Best Practices for Design, Construction, Problem Identification and Evaluation, Inspection, Maintenance, Renovation, and Repair*.

FERREIRA, Rui Jorge Agrelos, 2009. *Concepção e projecto de um descarregador em degraus escavado em rocha*. Porto, Portugal : Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil, Especialização em Geotecnia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

FIGUEIREDO, Nuno André Xavier, 2010. *Dissipação de energia a jusante de um descarregador não convencional.* Porto, Portugal : Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil, Especialização em Hidráulica. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

GABIMARÃO. *Catálogo Gabimarão.* Disponível em: <http://www.gabimarao.com/> (acedido em maio de 2014).

GEORGE, Robert L., 1978. *Low Froude Number Stilling Basin Design.* Engineering and Research Center; Bureau of Reclamation.

GOMES, L. M. Ferreira, 2001. Seminário: A Indústria Têxtil nos Caminhos da Inovação. *Geotêxteis e suas aplicações.* Covilhã : Universidade da Beira Interior.

IEP. *Manual de Drenagem Superficial em Vias de Comunicação.* Instituto das Estradas de Portugal. ISBN: 972-96379-8-9.

KHATSURIA, R. M., 2005. *Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators.* New York : Civil and Environmental Engineering. ISBN: 0-8247-5789-0

KILGORE, Roger T. e COTTON, George K., 2005. *Design of Roadside Channels with Flexible Linings; HEC No. 15 (Third Edition).* U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration.

Knox County Department of Engineering and Public Works, 2008. *Knox County Stormwater Management Manual; Chapter 7 – Stormwater drainage design.*

LEMOS, Manuel Trigueiros Rafael Ferreira, 2008. *Regularização e protecção contínua de cursos de água.* Porto, Portugal: Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil, Especialização em Hidráulica. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

LENCASTRE, Armando, 1996. *Hidráulica geral.* ISBN: 972-95859-0-3.

MACCAFERRI, 2004. Case History; Erosion control in Housing Subdivision - Borough of Mountainside, New Jersey, USA. Disponível em: http://www.maccaferri-usa.com/media/om_www/usa/case%20history/USA032_EC_NJ.pdf (acedido em junho de 2014).

MACCAFERRI, 2004. Case History; Sandstone Bluff Culvert Protection - El Malpais National Monument, New Mexico, USA. Disponível em: http://www.maccaferri-usa.com/media/om_www/usa/case%20history/USA014_EC_NM.pdf (acedido em junho de 2014).

MACCAFERRI, 2010. Gabiões e outras soluções em malha hexagonal de dupla torção – Necessidades e soluções. Disponível em: http://www.maccaferri.com.br/media/om_www/brazil/downloads/Novos/GabioesOutrasSolucoes.pdf (acedido em junho de 2014).

MACCAFERRI, 2010. Sistemas para infraestrutura viária – Necessidades e soluções. Disponível em: http://www.maccaferri.com.br/media/om_www/brazil/downloads/Novos/InfraEstruturaViaria.pdf (acedido em junho de 2014).

MAGALHÃES, Ricardo Aguiar, 2001. *Erosões: Definições, tipos e formas de controle.* VII Simpósio Nacional de Controle de Erosão Goiânia (GO). Brasil : Companhia Energética de Minas Gerais – CEMIG.

MARTINS, Francisco José Paulos. 2000. *Dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens inferiores rodoviárias para águas pluviais.* Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Especialidade de Hidráulica e Recursos Hídricos. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

MATA-LIMA, Herlander, 2010. *Dimensionamento de estruturas de dissipação da energia do escoamento. Material de apoio à licenciatura em engenharia civil; Unidade curricular: Hidráulica.* Funchal. Madeira.

MATA-LIMA, Herlander, RAMINHOS, Cristina e SILVA, Vera Vilhena, 2008. *Controlo do Escoamento e Medição de Caudais; critérios de dimensionamento de descarregadores em canais, colectores e pequenas represas.* Departamento de Matemática e Engenharias, Universidade da Madeira, Funchal; Instituto Superior Técnico, Lisboa.

MERKLEY, Gary P., 2004. *Irrigation conveyance & control: Flow measurement & structure design.* Biological & Irrigation Engineering Department; Utah State University.

ODOT, 2005. *Hydraulics Manual; Chapter 11 – Energy Dissipators.*

PATAKI, George E., 2005. *New York State - Standards and Specifications for Erosion and Sediment Control.* New York State : Department of Environmental Conservation.

PETERKA, A.J., 1984. *Hydraulic Design of Stilling Basins and Basins Dissipators. Engineering Monograph No. 25.* United States Department of the Interior; Bureau of Reclamation.

PINHEIRO, António Nascimento, 2006. *Estruturas Hidráulicas, Obras de dissipação de energia.* Lisboa, Portugal : Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Instituto Superior Técnico; Secção de Hidráulica e Recursos Hídricos e Ambientais.

PRECON. Disponível em: <http://www.precon.ca/products/check-drop-structures.html> (acedido em agosto de 2014).

QUINTELA, António de Carvalho, 2009. *Hidráulica.* Lisboa : Fundação Calouste Gulbenkian, Serviço de Educação e Bolsas.

RAIMUNDO, Ana Paula, 2007. *Estruturas Hidráulicas Utilizadas em Reservatórios de Controle de Cheias.* São Paulo. Brasil : Dissertação apresentada à Escola Politécnica de Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Engenharia.

RAMOS, Carlos Matias, 2005. *Controlo de Escoamento em Sistemas de Drenagem de Águas Pluviais. Curso de drenagem de águas superficiais em vias de comunicação.* Lisboa, Portugal : LNEC.

RAMOS, Carlos Matias, 2010. *Drenagem em Infra-Estruturas de Transportes e Hidráulica de Pontes.* Lisboa, Portugal : LNEC.

SAMORA, Mário Manuel de Carvalho Gonçalves, 1993. *Utilização de enrocamentos como protecção contra a erosão de canais.* Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Hidráulica e Recursos Hídricos. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.

SCHALL, James D., et al., 2012. *Hydraulic design of highway culverts; Hydraulic design series number 5.* U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.

SIMÕES, André Luiz Andrade, 2008. *Considerações sobre a hidráulica de vertedouros em degraus – Metodologias adimensionais para pré-dimensionamento.* São Carlos : Dissertação apresentada ao Departamento de Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo como parte dos requisitos para obtenção do título de mestre em Hidráulica e Saneamento.

SOUSA, Pedro Mark Baron Marinho de, 2011. *Estudo de dissipação de energia por ressalto hidráulico a jusante de descarregadores não convencionais.* Porto, Portugal : Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil, Especialização em Hidráulica. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

TDEC, 2002. *Erosion & Sediment Control Handbook*. Tennessee Department of Environment and Conservation; Division of Water Pollution Control.

TDOT, 2010. *Design Division Drainage Manual; Chapter IX – Energy Dissipators*.

THOMPSON, Philip L. e KILGORE, Roger T., 2006. *Hydraulic design of energy dissipators for culverts and channels; Hydraulic Engineering Circular No.14.*: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.

TOMAZ, Plínio, 2011. *Curso de manejo de água pluviais; Escada hidráulica em obra de pequeno porte*. Brasil.

TOMAZ, Plínio, 2010. *Curso de manejo de água pluviais;Dissipador de energia para obras hidráulicas de pequeno porte*. Brasil.

TOMAZ, Plínio, 2012. *Curso de manejo de água pluviais;Dissipador SAF*. Brasil.

TxTDOT, 2014. *Hydraulic Design Manual.*: Texas Department of Transportatior.

UDOT, 2007. *Manual of Instruction – Roadway Drainage (US Customary Units), Energy Dissipators*.

USDA, 1981. *Montana Photos-Watersheds*. USDA - Natural Resources Conservation Service. Disponível em: <http://nrcs-photogallery-mt.smugmug.com/MontanaPhotos/Watersheds> (acedido em agosto de 2014).