

ESTUDO EXPERIMENTAL DA EROÇÃO EM PILARES DE PONTES

RUI MANUEL CORREIA PINHEIRO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA, RECURSOS HÍDRICOS
E AMBIENTE**

Orientador: Professor Doutor Rodrigo Jorge Fonseca de Oliveira Maia

Co – Orientador: Professor Doutor Fernando Francisco Machado
Veloso Gomes

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010.*

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

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

Aos meus Pais, Irmã e Namorada

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador, o Professor Doutor Rodrigo Maia, pela disponibilidade e empenho demonstrado em todas as fases do trabalho e pela leitura atenta das versões preliminares que através dos seus conselhos e sugestões tornaram possível o desenvolvimento da dissertação.

Ao Professor Doutor Veloso Gomes, co-orientador da tese, agradeço o acompanhamento prestado na actividade experimental, que pelas sugestões e comentários pertinentes permitiram a melhor compreensão dos fenómenos em estudo.

Agradeço à Professora Cristina Fael e ao Professor Rui Lança da UBI, pela disponibilidade demonstrada a responder a todas as dúvidas, assim como pela partilha da experiência que adquiriram no estudo da presente temática.

Desejo agradecer ao Senhor Aníbal, técnico do Laboratório de Hidráulica da FEUP, pelas sugestões e pela ajuda na execução da instalação experimental.

Agradeço ao Professor Doutor João Pedro Pêgo, pela ajuda e pelo tempo disponibilizado que tornou possível a realização de todos os ensaios pretendidos.

Agradeço também à Engenheira Elsa Carvalho, pela constante disponibilidade demonstrada perante as minhas solicitações.

Um agradecimento aos meus amigos, por todo apoio e amizade demonstrada.

Gostaria de agradecer de forma especial, aos meus Pais e Irmã por possibilitarem a minha carreira académica em todas as necessidades de todas as naturezas e pelo apoio incondicional prestado ao longo destes anos.

Por fim, um agradecimento muito especial à minha namorada, Maria Sequeira, por todo carinho e apoio, que me deram a estabilidade necessária para a realização desta dissertação, estando sempre presente e disposta ajudar em todas as dificuldades sentidas. A ela, o meu muito obrigado.

RESUMO

A existência de obstáculos no seio do escoamento, como é o caso dos pilares de pontes, propicia a ocorrência de erosões localizadas com a formação de cavidades que podem colocar em risco a estabilidade da estrutura.

Assim, é dada especial importância aos factores que influenciam a formação e a dimensão da profundidade de erosão localizada junto dos pilares de pontes. A determinação do valor da profundidade máxima de erosão junto a pilares é essencial para que a concepção seja segura e económica. Na bibliografia podem encontrar-se numerosas metodologias que permitem a determinação do valor da profundidade máxima.

Neste estudo, foram realizados ensaios experimentais no canal de betão do Laboratório de Hidráulica da FEUP com pilares cilíndricos, analisando o efeito da altura do escoamento, da dimensão relativa dos sedimentos do leito, do tempo de equilíbrio e da intensidade de escoamento, na profundidade final da cavidade de erosão. Realiza-se também uma comparação das profundidades máximas de erosão obtidas experimentalmente com os valores calculados através de expressões teóricas.

Mereceram especial destaque nesta dissertação, as metodologias de previsão da profundidade erosão desenvolvidas por Melville e Coleman (2000), Couto e Cardoso (2001), Richardson e Davis (2001) e Sheppard (2005).

Pretendeu-se enquadrar esta dissertação no estudo de pilares complexos, abordando as metodologias de Melville e Coleman (2000) e de Sheppard (2005) na previsão da profundidade máxima de erosão.

PALAVRAS-CHAVE: Erosão, pilares de pontes, hidráulica fluvial, actividade experimental, profundidade de equilíbrio.

ABSTRACT

The obstruction of the flow caused by bridges piers enhance the development of the scour process leading to the instability of the structure and increasing the risk of failure.

So, special importance is given to the influence of the local scour factors. Prediction of maximum local scour depth at bridges piers is necessary for safety and economy of bridges design. In references, numerous methods are available in bibliography to predict the equilibrium scour depth.

In this study, clear-water experimental tests, with cylindrical piers, were performed on the concrete channel of the Laboratório de Hidráulica (FEUP), in order to analyse the effect of the height of the flow, the relative size of bed sediments, the equilibrium time and intensity of the flow in maximum local scour depth. It's also presented a comparison of a local scour depth obtained experimentally with the values calculated using the theoretical expressions.

Deserved special attention in this thesis, methods for predicting the depth erosion developed by Melville and Coleman (2000), Couto and Cardoso (2001), Richardson and Davis (2001) and Sheppard (2005).

It was intended to frame this dissertation on the study of complex piers, addressing the methodologies of Melville e Coleman (2000) and Sheppard (2005) for predicting the maximum local scour depth.

KEYWORDS: Scour, bridges piers, fluvial hydraulic, experimental activity, local scour depth.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1. APRESENTAÇÃO E ENQUADRAMENTO DO ESTUDO	1
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
 2. DESCRIÇÃO DO FENÓMENO DA EROSÃO EM RIOS. EROSÃO EM PILARES DE PONTES	 5
2.1. EROSÃO GERAL	5
2.1.1. ASSOREAMENTO E DESASSOREAMENTO DO LEITO DO RIO	6
2.1.2. EROSÃO DEVIDO A CURVAS NO RIO	6
2.1.3. EFEITO DA CONFIGURAÇÃO DOS FUNDOS	8
2.1.4. EROSÃO NA CONFLUÊNCIA DE RIOS	9
2.2. EROSÃO LOCALIZADA EM PILARES DE PONTES	10
2.3. EROSÃO DEVIDOS A FACTORES ANTROPOGÊNICOS	11
2.4. EROSÃO DEVIDO A CONTRACÇÃO LATERAL DO ESCOAMENTO	12
2.5. EROSÃO TOTAL EM PILARES DE PONTES	13
2.6. CONDIÇÕES CRÍTICAS DE INÍCIO DE MOVIMENTO	15
2.6.1. SEDIMENTOS UNIFORMES	16
2.6.2. SEDIMENTOS NÃO UNIFORMES	18
 3. FACTORES E EFEITOS INFLUENCIADORES DA EROSÃO LOCALIZADA EM PILARES DE PONTES	 21
3.1. FACTORES A CONSIDERAR	21
3.2. EFEITO DA INTENSIDADE DO ESCOAMENTO E DA UNIFORMIDADE DOS SEDIMENTOS DO LEITO	22
3.2.1. VARIAÇÃO TÍPICA DA PROFUNDIDADE DE EROSÃO PARA SEDIMENTOS UNIFORMES	22
3.2.1.1 Variação típica da profundidade de erosão para sedimentos uniformes sem transporte sedimentar	22

3.2.1.2 Variação típica da profundidade de erosão para sedimentos uniformes com transporte sedimentar	23
3.2.2. VARIAÇÃO TÍPICA DA PROFUNDIDADE DE EROÇÃO PARA SEDIMENTOS NÃO UNIFORMES.....	23
3.2.2.1 Variação típica da profundidade de erosão para sedimentos não uniformes sem transporte sedimentar	23
3.2.2.2 Variação típica da profundidade de erosão para sedimentos não uniformes com transporte sedimentar	25
3.3. EFEITO DO TEMPO	25
3.3.1. CARACTERIZAÇÃO DO TEMPO DE EQUILÍBRIO E PROFUNDIDADE DE EQUILÍBRIO EM ENSAIOS LABORATORIAIS.....	28
3.4. EFEITO DA ALTURA DO ESCOAMENTO	29
3.5. EFEITO DA LARGURA DO PILAR.....	31
3.6. EFEITO DO TAMANHO DOS SEDIMENTOS DO LEITO	32
3.7. EFEITO DA DENSIDADE DO MATERIAL DO FUNDO DO LEITO	34
3.8. EFEITO DA ORIENTAÇÃO DO PILAR COM O ESCOAMENTO	34
3.9. EFEITO DA FORMA DO PILAR	36
3.9.1. PILARES UNIFORMES	37
3.9.2. PILARES COMPLEXOS	37
3.10. EFEITO DO NÚMERO DE FROUDE.....	40
3.11. EFEITO DA TURBULÊNCIA	41

4. PREVISÃO DA PROFUNDIDADE MÁXIMA DE EQUILÍBRIO	43
4.1. PREVISÃO DA PROFUNDIDADE DE EQUILÍBRIO EM PILARES UNIFORMES.....	44
4.1.1. PROPOSTA DE MELVILLE E COLEMAN (2000).....	44
4.1.2. PROPOSTA DE COUTO E CARDOSO (2001).....	46
4.1.3. PROPOSTA DE RICHARDSON E DAVIS (2001).....	48
4.1.4. PROPOSTA DE SHEPPARD (2005)	51
4.1.5. OUTRAS FORMULAÇÕES TEÓRICAS DE PREVISÃO DA PROFUNDIDADE MÁXIMA DE EQUILÍBRIO	53
4.1.6. PROPOSTA DAS EXPRESSÕES	55
4.2. PREVISÃO DA PROFUNDIDADE DE EQUILÍBRIO EM PILARES COMPLEXOS	55
4.2.1. MÉTODO DE MELVILLE E COLEMAN (2000)	55
4.2.2. MÉTODO DE SHEPPARD (2005)	56
4.2.2.1 Previsão da profundidade máxima de erosão – Caso 1	57

4.2.2.2 Previsão da profundidade máxima de erosão – Caso 2	61
4.2.2.3 Previsão da profundidade máxima de erosão – Caso 3	62

5. INSTALAÇÕES, ENSAIOS E PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

5.1. DESCRIÇÃO DO CANAL E DO CIRCUITO HIDRÁULICO	65
5.2. INSTALAÇÃO DE ENSAIO	69
5.2.1. CARACTERIZAÇÃO DOS PILARES ENSAIADOS	69
5.2.2. ESTRUTURAS DE SUPORTE DO PILAR	71
5.2.3. DESCRIÇÃO DOS DRENOS	72
5.3. DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS DE MEDIÇÃO	73
5.3.1. CAUDALÍMETROS	73
5.3.2. ESTRUTURAS DE SUPORTE DO HIDRÓMETRO	73
5.4. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DO FUNDO	74
5.5. CARACTERIZAÇÃO DA VELOCIDADE CRÍTICA DE INÍCIO DE MOVIMENTO	76
5.6. CARACTERIZAÇÃO DO TEMPO DE EQUILÍBRIO	77
5.7. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL	77
5.8. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS	79
5.8.1. ENSAIOS PRELIMINARES	80
5.8.2. ENSAIOS PARA O ESTUDO DO EFEITO DA ALTURA DO ESCOAMENTO H/D_c	80
5.8.3. ENSAIOS PARA O ESTUDO DO EFEITO DA GRANULOMETRIA DO MATERIAL DO FUNDO D_c/D_{50}	80

6. ENSAIOS E RESULTADOS DA ACTIVIDADE EXPERIMENTAL

6.1. ANÁLISE GERAL DOS ENSAIOS	83
6.2. ANÁLISE DE RESULTADOS	88
6.2.1. ANÁLISE DOS ENSAIOS PRELIMINARES	88
6.2.2. ANÁLISE DOS ENSAIOS DAS SÉRIES A E B	92
6.2.2.1 Comparação com a proposta de Melville e Coleman (2000)	93
6.2.2.2 Comparação com a proposta de Couto e Cardoso (2000)	94
6.2.2.3 Comparação com a proposta de Richardson e Davis (2001)	95
6.2.2.4 Comparação com a proposta de Sheppard (2005)	95
6.2.2.5 Análise comparativa dos resultados	96

6.2.2.6 Comparação dos valores obtidos com os previstos por outras formulações teóricas de previsão da profundidade máxima de equilíbrio.....	97
6.2.3. ANÁLISE DOS ENSAIOS (SÉRIE A) PARA O ESTUDO DO EFEITO DA ALTURA DO ESCOAMENTO, H/D_c	99
6.2.4. ANÁLISE DOS ENSAIOS (SÉRIE B) PARA O ESTUDO DO TAMANHO RELATIVO DOS SEDIMENTOS DO LEITO D_c/D_{50}	100
6.2.5. ANÁLISE DO TEMPO DE EQUILÍBRIO E PROFUNDIDADE DE EQUILÍBRIO.....	101
6.3. ALGUMAS OBSERVAÇÕES	104
 7. CONCLUSÃO DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	105
7.1. SÍNTESE E CONCLUSÕES DA DISSERTAÇÃO.....	105
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	106
 BILIOGRAFIA	109
 ANEXOS.....	113

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 – Leitos meandrizados (Lencastre e Franco, 1984).	7
Fig. 2 - Características de um leito meandrizado (Lencastre e Franco, 1984).	8
Fig. 3 - Configurações do fundo num escoamento com leito móvel (Lencastre e Franco, 1984).	9
Fig.4 – Campo de pressões de um escoamento a montante de um obstáculo (Adaptado Cristina Fael 2007).	10
Fig.5 – Estrutura do escoamento na proximidade de um pilar (Adaptado de Melville e Coleman 2000).	11
Fig.6 – Erosões a jusante de uma barragem (Adaptado de Melville e Coleman 2000)	12
Fig.7 – Possível perfil das velocidades numa situação de contracção do escoamento (Adaptado de Melville e Coleman, 2000).	13
Fig.8 – Esquema da erosão geral e localizada (adaptado de Tévez, 1988).	14
Fig.9 – Várias formas de erosão em pilares de pontes (Adaptado de Melville e Coleman).	14
Fig.10 – Diagrama de Shields para caracterizar o início do movimento (Adaptado de Cardoso, 1998).	16
Fig.11 – Profundidade de erosão para um determinado pilar e um determinado tamanho dos sedimentos.	23
Fig.12 – Variação da profundidade de erosão com o desvio padrão da distribuição granulométrica, para $U \approx U_c$ (Adaptado Ettema 1976).	24
Fig.13 – Variação da profundidade de erosão, comparando sedimentos uniformes com não uniformes (adaptado de Melville e Coleman 2000).	25
Fig.14 – Fases do processo erosivo (Cristina Fael 2007).	25
Fig.15 – Evolução temporal de cavidades de erosão com e sem transporte sólido generalizado (Couto e Cardoso 2001).	26
Fig.16 – Representação tridimensional qualitativa da variação de h_{se} com U e t , para sedimentos uniformes (adaptado de Melville e Coleman 2000).	27
Fig.17 – Definição de tempo de equilíbrio e da profundidade de equilíbrio segundo (Cardoso e Bettess1999).	29
Fig.18 – Variação da altura do escoamento com a profundidade de erosão (Adaptado de Kandasamy 1989).	30
Fig.19 – Profundidade de erosão em função da altura do escoamento no caso de movimento com transporte sedimentar (Basak 1975).	31
Fig.20 – Variação das profundidades de erosão para alturas de escoamento intermédias (adaptado de Melville e Coleman 2000).	31
Fig.21 – Variação da profundidade de erosão com a granulometria dos sedimentos (adaptado de Melville e Coleman 2000).	32

Fig.22 – Profundidade de erosão em função de D_c/D_{50} para um pilar circular com $h/D_c=1$ e $U/U_c=0,97$.	34
Fig.23 – Esquema das cavidades de erosão, com um pilar alinhado com o escoamento e um pilar desalinhado (adaptado de Breusers e Raudviki, 1991).	35
Fig.24 – Factor de orientação, K_α , para pilares não alinhados com o escoamento (Adaptado de Laursen e Toch, 1956).	35
Fig.25 – Formas de pilares correntemente utilizados (adaptado de Melville e Coleman, 2000).	36
Fig.26 – Formas habituais de pilares de pontes e dos seus elementos de fundação (Adaptado de Melville e Coleman 2000).	36
Fig.27 – Exemplos de diversos tipos de pilares (adaptado de Melville e Coleman, 2000).	38
Fig.28 – Quatro casos particulares de pilares não uniformes (adaptado de Melville e Coleman, 2000).	39
Fig.29 – Variação da profundidade de erosão para pilares complexos (adaptado de Melville e Coleman, 2000).	39
Fig.30 – Influência da não uniformidade dos pilares na profundidade de erosão localizada (adaptado de Melville e Coleman, 2000).	40
Fig.31 – Frequência e energia dos vórtices de esteira nos pilares ensaiados (adaptado de Ettema et al. 2006).	42
Fig.32 – Representação gráfica da função $h_{se} = f(h, L)$ proposta por Kandasamy 1989 (Couto 2005).	46
Fig.33 – Formas comuns de pilares de pontes (Adaptado de Richardson e Davis, 2001).	49
Fig.34 – Componentes de um pilar complexo (adaptado de FDT, 2005).	56
Fig.35 – Diâmetros equivalentes do pilar, do maciço e do grupo de estacas (adaptado de FDT, 2005).	57
Fig.36 – Exemplos do caso 1, 2 e 3 de pilares complexos segundo Sheppard (adaptado de FDT, 2005).	57
Fig.37 – Representação da distância f_1 e f_2 do pilar num maciço de encabeçamento rectangular (adaptado FDT, 2005).	58
Fig.38 – Representação de Y_m , Y'_m e T' .	61
Fig.39 – Mudança de referencial.	62
Fig.40 – Esquema do circuito hidráulico antes de se proceder as alterações.	66
Fig.41 – Pormenor do canal depois das alterações do fundo.	67
Fig.42 – Zona de entrada do canal rugosa para estabilização do escoamento.	67
Fig.43 – Canal visto de jusante da caixa de retenção dos sedimentos.	67
Fig.44 – Reservatório de nível constante.	68
Fig.45 – Grupos electrobomba.	68
Fig.46 – Conduta principal e condutas de derivação da alimentação do canal.	68

Fig.47 – Comporta de regulação de níveis.	69
Fig.48 – Esquema dos pilares a ensaiar.	70
Fig.49 – Esquema em planta da posição do pilar na actividade experimental.	70
Fig.50 – Sistema de fixação inferior.	71
Fig.51 – Pormenor do sistema de fixação superior.	72
Fig.52 – Pormenor do dreno.	72
Fig.53 – Pormenor do dreno coberto com gêotextil.	72
Fig.54 – Caudalímetros electromagnéticos.	73
Fig.55 – Estrutura de suporte do hidrómetro.	74
Fig.56 – Pormenor da curvatura do hidrómetro.	74
Fig.57 – Pormenor da ponta da agulha.	74
Fig.58 – Chapas de protecção do escoamento.	78
Fig.59 – Localização da secção vertical de medição da profundidade das cavidades de erosão.	78
Fig.60 – Esquema da instalação.	79
Fig.61 – Cavidade de erosão formada no decorrer do ensaio A4 (vista lateral).	85
Fig.62 – Forma da cavidade de erosão no final do ensaio B1.	87
Fig.63 – Pormenor da cavidade de erosão junto ao pilar (ensaio B1).	87
Fig.64 – Efeito da forma da cavidade de erosão, vista de jusante (ensaio B1).	87
Fig.65 – Canal de ensaios: estabilidade do escoamento ao longo do canal.	88
Fig.66 – Pormenor da erosão que ocorreu a montante do pilar (ensaio X).	90
Fig.67 – Erosão que ocorreu a montante do pilar (ensaio X).	90
Fig.68 – Pormenor da caixa de retenção de sedimentos no final do ensaio X.	90
Fig.69 – a) Zona de erosão na transição do betão para areia. b) Camada de deposição dos sedimentos.	91
Fig.70 – Zona de erosão e de deposição de sedimentos devido á mudança brusca da rugosidade.	104
Fig.71 – Zona de colocação do gabião de gravilha.	104

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Limites de duração de ensaios conduzidos por diversos autores (Couto, 2005).	28
Tabela 2 – Factores de forma no caso de pilares uniformes alinhados com o escoamento (Rui Cardoso, 2008)	37
Tabela 3 – Coeficientes de forma do pilar, K_f	45
Tabela 4 – Valores de K_f consoante a formam dos pilares (adaptado de Richardson e Davis, 2001)..	49
Tabela 5 – Valores de K_f (Adaptado de Richardson e Davis, 2001).....	50
Tabela 6 – Valores de diâmetros efectivos para as formas mais comuns (adaptado de FDT, 2005)...	51
Tabela 7 – Valores da velocidade crítica, de acordo com diferentes métodos.	76
Tabela 8 – Descrição dos ensaios.	78
Tabela 9 – Descrição dos ensaios para o estudo do efeito da altura do escoamento.	79
Tabela 10 – Descrição dos ensaios para o estudo do efeito da granulometria do material do fundo...	79
Tabela 11 – Medições realizadas durante o ensaio (ensaio B1).....	84
Tabela 12 – Resultados da profundidade máxima de equilíbrio obtidos nos ensaios preliminares.	89
Tabela 13 – Comparação do valor da profundidade máxima de equilíbrio entre o ensaio Y com os ensaios A2 e A3..	92
Tabela 14 – Resultados da profundidade máxima de equilíbrio obtidos para os ensaios da série A..	93
Tabela 15 – Resultados da profundidade máxima de equilíbrio obtidos para os ensaios da série B. ...	93
Tabela 16 – Previsão da profundidade de equilíbrio segundo Melville e Coleman (2000).....	93
Tabela 17 – Comparação dos resultados obtidos com a previsão de Veiga da Cunha (1976).	94
Tabela 18 – Comparação dos resultados obtidos com a previsão de Richardson e Davis (2001).	95
Tabela 19 – Comparação dos resultados obtidos com a previsão de Sheppard (2001).....	96
Tabela 20 – Comparação dos resultados obtidos com as respectivas previsões.	98
Tabela 21 – Resultados da aplicação dos métodos de previsão de t_m e respectiva comparação	102

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Proposta de Couto e Cardoso (2001).....	48
Gráfico 2 – Variação da profundidade de erosão em função da variação da intensidade de escoamento (Sheppard 2005).....	52
Gráfico 3 – Comparação da proposta de Sheppard (2005) com a de Couto e Cardoso (2001)	52
Gráfico 4 – Curva granulométrica da areia.	75
Gráfico 5 – Valor da velocidade crítica em função da altura do escoamento.....	76
Gráfico 6 – Evolução da profundidade de erosão em função do tempo (ensaio B1).	85
Gráfico 7 – Três fases da evolução da profundidade de erosão (ensaio A2).....	86
Gráfico 8 – Evolução da profundidade de erosão (ensaio B1).	86
Gráfico 9 – Evolução da profundidade, relativamente ao nível do leito original de erosão em função do tempo (ensaio X)..	90
Gráfico 10 – Evolução da profundidade de erosão em função ao logaritmo do tempo (ensaio Y).	91
Gráfico 11 – Afastamento percentual do valor previsto pelos 4 métodos analisados relativamente aos valores obtidos nos ensaios base para a profundidade de equilíbrio.	96
Gráfico 12 – Afastamento percentual dos valores previstos aos valores obtidos relativamente aos valores obtidos nos ensaios base para a profundidade de equilíbrio.	97
Gráfico 13 – Variação adimensional da profundidade de erosão com a altura do escoamento.	99
Gráfico 14 – Variação adimensional da profundidade de erosão do escoamento com a relação D_c/D_{50}	100
Gráfico 15 – Desvios percentuais médios das previsões do tempo de equilíbrio relativamente aos valores de referência (ensaios realizados no presente estudo).	103
Gráfico 16 – Desvios percentuais médios das previsões da profundidade de equilíbrio relativamente aos valores de referência (ensaios realizados no presente estudo).....	103

SÍMBOLOS

a - Diâmetro do pilar propriamente dito

B - largura superficial da secção transversal do escoamento de aproximação

b - largura de um pilar de ponte

b_e - largura equivalente de um pilar uniforme; diâmetro de cada estaca

b_{ge} - soma das larguras projectadas das estacas no plano normal ao escoamento

b^* - largura da fundação do pilar

d^* - diâmetro adimensional da partícula

D - diâmetro das partículas do material do fundo

D_{16} - diâmetro da malha do peneiro onde passam 16% do material do fundo, em peso

D_{50} - diâmetro mediano das partículas do material do fundo

D_{50a} - diâmetro mediano das partículas da camada de protecção

D_{75} - diâmetro da malha do peneiro onde passam 75% do material do fundo, em peso

D_{80} - diâmetro da malha do peneiro onde passam 80% do material do fundo, em peso

D_{84} - diâmetro da malha do peneiro onde passam 84% do material do fundo, em peso

D_{85} - diâmetro da malha do peneiro onde passam 85% do material do fundo, em peso

D_{90} - diâmetro da malha do peneiro onde passam 90% do material do fundo, em peso

D_{95} - diâmetro da malha do peneiro onde passam 95% do material do fundo, em peso

D_{99} diâmetro da malha do peneiro onde passam 99% do material do fundo, em peso

D_a - espessura da camada de protecção

D_c - diâmetro de um pilar de ponte

D_{cp} - largura do pilar projectada na direcção normal ao escoamento

D_{ge} - Diâmetro equivalente do grupo de estacas

D_m - diâmetro médio efectivo das partículas do material de fundo; diâmetro equivalente do maciço de encabeçamento

$D_{m\acute{a}x}$ - diâmetro máximo das partículas da camada de protecção

D_{pilar} - Diâmetro equivalente do pilar

D_{p0} - diâmetro base de um pilar de ponte

f_1 - distância frontal entre o bordo do pilar e o bordo do maciço de encabeçamento

f_2 - distância lateral entre o bordo do pilar e o bordo do maciço de encabeçamento

F_B parâmetro da fórmula de Blench (1969)

Fr - número de Froude do escoamento de aproximação

Fr_c - número de Froude associado às condições de movimento incipiente

g - aceleração da gravidade

- h - altura do escoamento de aproximação; profundidade hidráulica do escoamento
- h_e - profundidade de equilíbrio para cada método de previsão
- H - desnível entre o nível do leito do rio não perturbado e o topo do caixão da fundação do pilar
- $h_{m\acute{a}x}$ - altura máxima do escoamento
- $h_{m\acute{e}d}$ - altura média do escoamento de aproximação
- h_r - altura de regime da fórmula de Blench (1969)
- h_{se} - profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão local
- h_s - profundidade da cavidade de erosão local
- $h_{se(ge)}$ – profundidade de equilíbrio associada ao grupo de estacas
- $h_{se(m)}$ – profundidade de equilíbrio associado ao maciço de encabeçamento
- $h_{se(pilar)}$ – profundidade de equilíbrio associada ao pilar propriamente dito
- $h_{se(pilar+m)}$ - profundidade de erosão produzida pela combinação do pilar com o maciço de encabeçamento
- $\tilde{h}$ - altura de água ‘corrigida’
- i - declive do fundo do canal
- J - perda de carga unitária
- l - Profundidade do pilar
- k - coeficiente; expoente
- K_3 - coeficiente que traduz a configuração do fundo do rio
- K_4 - coeficiente relativo à formação da camada de protecção do leito do rio
- K_c - coeficiente
- K_D coeficiente que traduz o efeito do tamanho dos sedimentos do material do fundo
- K_e - Coeficiente de extensão
- K_f - coeficiente de forma do obstáculo
- K_g - coeficiente de forma da secção transversal do escoamento de aproximação
- K_h - coeficiente que traduz o efeito da altura do escoamento
- K_{hb} - coeficiente que traduz o efeito da largura do pilar e da altura do escoamento
- K_i - coeficiente que traduz o início do processo de erosão
- K_m – coeficiente do número de linhas de estacas alinhadas
- K_s - coeficiente de rugosidade de Manning-Strickler
- K_{sp} - coeficiente referente ao espaçamento entre estacas
- K_t - coeficiente relativo ao tempo no processo de erosão
- K_U - coeficiente relativo à intensidade do escoamento de aproximação
- K_w - coeficiente que traduz o efeito da turbulência do escoamento

- K_α - coeficiente de orientação do obstáculo
- K_σ - coeficiente que traduz a graduação do material do fundo
- L - comprimento do obstáculo na direcção normal ao escoamento
- l - comprimento do pilar
- m - número de estacas alinhadas na direcção do escoamento
- Q - caudal líquido
- S - distância entre eixos de estacas da mesma linha
- sg - densidade das partículas do material do fundo
- t - tempo
- T - espessura do maciço de encabeçamento
- t_e - tempo de equilíbrio
- t_M - tempo de equilíbrio previsto para ensaios realizados em laboratório
- U - velocidade média do escoamento de aproximação
- u^* - velocidade de atrito junto ao fundo
- u_c^* - velocidade de atrito crítica junto ao fundo ou correspondente ao início do movimento
- u_c^* - velocidade de atrito junto ao fundo associada à rugosidade do grão
- u_{ca}^* - velocidade de atrito junto ao fundo, na camada de protecção
- U_a - velocidade média do escoamento de aproximação associada à máxima profundidade de erosão em leitos constituídos por material não uniforme
- U_c - velocidade média crítica do escoamento de aproximação ou de início do movimento
- U_{cD50} - velocidade crítica associada ao material do fundo definido por D_{50}
- U_{cD90} - velocidade crítica associada ao material do fundo definido por D_{90}
- U_{cDx} - velocidade crítica associada ao material do fundo definido por D_x
- X - número de Reynolds das partículas definido com a velocidade de atrito junto ao fundo
- X_{cr} - número de Reynolds associado ao início do movimento das partículas
- y - distância ao fundo
- Y - parâmetro de Shields ; distância entre o fundo inicial e o topo do maciço de encabeçamento
- Y_m - distância entre a base do maciço de encabeçamento e o fundo
- Y_{cr} - valor do parâmetro de Shields correspondente ao início do movimento
- $\tilde{Y}_m$ - posicionamento do maciço de encabeçamento em relação ao fundo 'corrigido'
- γ - peso volúmico da água
- γ_s - peso volúmico do material do fundo
- γ'_s - peso volúmico do material submerso
- Δ - altura das configurações do fundo

Δh - aumento da altura do escoamento devido à ocorrência do evento de cheia

ΔH - perda de energia associada ao escoamento entre as secções 1 e 2

$\Delta m_{\text{máx}}$ - altura máxima das configurações do fundo

Δp - incremento de pressão

Δt - intervalo de tempo

α - ângulo de incidência do escoamento sobre o obstáculo;

ρ - massa volúmica da água

ρ_s - massa volúmica do material do fundo

σ_D - coeficiente de graduação ou desvio padrão geométrico da distribuição granulométrica do material do fundo

μ - Viscosidade dinâmica da água

τ_c - tensão de arrastamento crítica

ν - Viscosidade cinemática da água

ϕ - Factor adimensional relativo à forma do pilar (Froehlich Design, 1988)

φ - função genérica

Θ - parâmetro que quantifica a concentração de sedimentos finos em suspensão

ABREVIATURAS

FDT- Bridge Scour Manual, Florida Department of Transportation (2005)

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

UBI – Universidade da Beira-Interior.

1

INTRODUÇÃO

1.1. APRESENTAÇÃO E ENQUADRAMENTO DO ESTUDO

A necessidade crescente de comunicação e de ligação entre comunidades levou a uma dependência cada vez maior de utilização de pontes na transposição de cursos de água, que devido às tecnologias de construção aplicadas, dimensão dos vãos a vencer e aspectos arquitectónicos, conduzem, frequentemente à necessidade de realizar pilares fundados no leito de rios.

Os pilares fundados em leitos de rios estão sujeitos ao fenómeno da erosão, sendo que as erosões possíveis de ocorrer são de quatro tipos: erosão geral do leito do rio, erosão por contracção, erosão localizada e erosão devida a factores antropogénicos. Este estudo, vai incidir na questão da erosão localizada, que resulta directamente da existência de obstáculos no seio do escoamento.

Na realidade, vários acidentes têm acontecido em todo mundo devido a quedas de pontes resultantes de problemas associados a erosões. A erosão localizada nos pilares de pontes é a maior causa de ruptura destas estruturas, sendo que os principais danos ocorrem durante eventos de cheia. Em Portugal o acontecimento trágico mais marcante foi a queda da ponte Hintze Ribeiro no dia 4 de Março de 2001, que ligava as duas margens do rio Douro, Entre-os-Rios e Castelo de Paiva, resultando em 59 mortes.

São conhecidos vários parâmetros que influenciam o fenómeno da erosão localizada em pilares de pontes, sendo que a altura do escoamento, a dimensão e uniformidade dos sedimentos, a forma e a largura do pilar, a intensidade do escoamento e o tempo durante o qual se processa o fenómeno de erosão são considerados os parâmetros mais importantes. Assim, o presente trabalho pretende iniciar um estudo experimental sistemático e aprofundado dos fenómenos de erosão localizada do leito do rio devido às alterações da altura do escoamento e da dimensão do pilar.

A presente actividade experimental, consistiu na realização de ensaios no canal de betão do Laboratório de Hidráulica da FEUP, com 1 metro de largura, que, para este efeito, se efectuou um fundo falso e uma caixa de sedimentos para a corporização da zona de ensaios.

Os ensaios tiveram como objectivo a determinação da profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão, que ocorre imediatamente a montante do pilar, formada pelo efeito do escoamento junto a um pilar simples. Os ensaios foram divididos em 3 séries, com o objectivo de analisar o efeito da intensidade de escoamento, de analisar o efeito da altura da água e de analisar o efeito do tamanho dos sedimentos no processo de erosão. Pretendeu-se também realizar uma análise ao tempo de equilíbrio previsto, que é o tempo necessário para que seja atingida a profundidade máxima, e realizar um estudo comparativo dos valores da profundidade máxima da cavidade de erosão obtidos experimentalmente com os calculados por métodos teóricos.

O estudo dos fenómenos de erosão foi feito de forma qualitativa, através da análise das condições que influenciam o desenvolvimento das cavidades de erosão, e de forma quantitativa, através de aplicação de algumas ferramentas de previsão das profundidades atingidas. A técnica de previsão mais comum utilizada pelos projectistas é a aplicação de expressões analíticas de carácter semi-empírico desenvolvidas a partir de experiências laboratoriais ou através de dados registados em campo. Desde a década de 1950, os Engenheiros hidráulicos fizeram grandes progressos na previsão de erosões em pilares simples, sendo publicados manuais de cálculo, usados de forma generalizada na prática de engenharia. Entre as contribuições mais recentes para o conhecimento do fenómeno merecem destaque as de Melville e Coleman (2000), Couto e Cardoso (2001), Richardson e Davis (2001) e a de Sheppard (2005), que foram abordadas na presente dissertação.

O presente estudo insere-se num programa de investigação mais extenso, aprovado e apoiado pela Fundação para Ciência e a Tecnologia (FCT), a desenvolver pelas várias instituições envolvidas, com o intuito final de fazer face ao pouco conhecimento que existe na previsão das profundidades de erosão em pilares complexos, ou seja, pilares em que a respectiva forma da secção varia ao longo do eixo. Este programa prevê numa 1ª fase, a realização de 17 ensaios em pilares circulares simples no Laboratório de Hidráulica da FEUP, que desde logo se considerou que poderiam servir de base a realização de uma tese de mestrado.

Entretanto, existindo a necessidade de realização de obras no já referido canal e prevendo-se que a duração de cada ensaio podia durar em média cerca de uma semana, decidiu-se que o objectivo da presente dissertação passava pela realização de 8 a 10 ensaios, considerados suficientes com vista a fazer face aos objectivos propostos.

Pretendeu-se também, para além do estudo experimental de pilares simples, enquadrar a problemática dos pilares complexos, uma vez que se trata do objectivo final do estudo em que se insere este trabalho, fazendo referências aos métodos de previsão propostos por Melville e Coleman (2000) e por Sheppard (2005).

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação é composta por sete capítulos e por um anexo. O presente capítulo, tem como propósito fazer o enquadramento do estudo assim como descrever os objectivos da dissertação e a sua organização.

No capítulo 2, são apresentadas vários tipos de erosão que se podem desenvolver num rio e que podem conduzir a um aumento da profundidade das cavidades de erosão junto aos pilares. É feita uma caracterização dos mecanismos que resultam da interacção do escoamento fluvial com os elementos de fundação da ponte e, também, da influência da morfologia do leito. É ainda abordada, a problemática referente à velocidade de início de movimento dos sedimentos do leito.

No capítulo 3, são pormenorizados os efeitos que os diversos factores têm na formação das cavidades de erosão em torno de pilares de pontes. Assim, são abordados os parâmetros que influenciam o processo de erosão localizada.

No capítulo 4 são enunciadas algumas metodologias utilizadas no cálculo da profundidade de erosão localizada em diversos tipos de pilares simples, sujeitos a diferentes condições de escoamento. Pretendeu-se também introduzir os conceitos e metodologias de cálculo da profundidade de erosão para o caso de pilares complexos.

No capítulo 5, é apresentada a descrição das instalações, do canal, do circuito hidráulico, bem como dos respectivos equipamentos de medição e de controlo. São também apresentados os critérios de cálculo que permitiram determinar as condições iniciais do ensaio, as metodologias seguidas na sua realização, assim como a descrição dos ensaios realizados.

No capítulo 6, pretende-se realizar uma comparação com os valores previstos pelas formulações de previsão da profundidade máxima de equilíbrio descritas no capítulo 4, assim como melhor compreender e caracterizar os efeitos da altura do escoamento e da dimensão dos sedimentos do leito na profundidade de erosão. É apresentado também o estudo do tempo de equilíbrio, assim como uma análise aos ensaios preliminares.

No Capítulo 7 é realizada uma síntese das temáticas abordadas ao longo do trabalho, realçando os pontos mais importantes. As conclusões retiradas do problema estudado são aí apresentadas, assim como os possíveis desenvolvimentos que poderão ter continuidade no futuro.

O anexo apresentado corresponde a um complemento ao capítulo 6, onde se apresenta informação adicional e fotografias dos ensaios.

2

DESCRIÇÃO DO FENÓMENO DA EROSÃO EM RIOS. EROSÃO EM PILARES DE PONTES

No fenómeno de erosão que ocorre no pilar de uma ponte fundado no leito de um rio, presenciamos o efeito de várias causas no processo total de erosão. Este é um fenómeno complexo que conta com a participação de diversas variáveis, as quais exercem um papel marcante, ou seja, a erosão não é um fenómeno de previsão simples. É certo que, a presença dos pilares de pontes vai ter um relevo preponderante neste processo, no entanto, também é certo que um rio não é estático, tendo uma dinâmica própria. Mesmo os rios mais estáveis acabam, com o decorrer do tempo, por sofrer processos de erosão e assoreamento.

O processo de erosão é qualificado e dividido, de acordo com a literatura existente, em processo de erosão geral e processo de erosão localizada. O primeiro deriva dos elevados caudais, da existência de curvas ou confluências de escoamento, não dependendo da existência de obstáculos. O segundo, pode assumir a forma de erosão local quando junto de obstáculos e de contracção lateral do escoamento, quando se verifica a diminuição da secção do escoamento provocada por aqueles ou por um diminuição natural da secção de escoamento do rio.

Anote-se que o Homem tem uma responsabilidade determinante neste processo, uma vez que é o causador da acentuação de fenómenos que influenciam a dinâmica natural de um curso de água, nomeadamente dos resultantes de obras diversas que provocam a contracção lateral do escoamento, e também de outras que provocam a retenção de água (e.g. barragens). A tudo isto acresce, a extracção de inertes, processo artificial com potenciais efeitos negativos, e que pode deixar grandes marcas nos fundos dos rios se não existir um controlo eficaz sobre as entidades que exercem essa actividade.

No presente capítulo, serão abordados os vários tipos de erosão que ocorrem num rio e que podem conduzir a um aumento da profundidade da cavidade de erosão junto de pilares. Será também abordada a temática alusiva à velocidade de início de movimento dos sedimentos do leito.

2.1 – EROSÃO GERAL

A erosão geral é a que ocorre, independentemente, da presença dos pilares na secção do rio, dividindo-se em erosão generalizada resultando de fenómenos de curta e de longa duração. O assoreamento e desassoreamento natural do leito do rio, a presença de curvas na trajectória do leito do rio, a confluência de rios e a configuração dos fundos daqueles são alguns dos exemplos, mais importantes, da erosão geral que ocorre no leito de um curso de água, independentemente da presença dos pilares de uma ponte.

2.1.1 – ASSOREAMENTO E DESASSOREAMENTO DO LEITO DO RIO

Assoreamento consiste na subida generalizada do leito do rio devido a deposição de sedimentos. É um processo que pode ser causado por mudanças existentes a montante ou a jusante do local de estudo (Melville e Coleman, 2000).

Com efeito, o assoreamento é um fenómeno que pode existir, independentemente, da presença da ponte. É um fenómeno que pode reflectir uma tendência morfológica natural do leito do rio, sendo, por isso, um fenómeno de longa duração, que tem como principais consequências a possibilidade de provocar deposições excessivas junto de estruturas hidráulicas relevantes, como pontes e barragens, condicionando a segurança das mesmas, devido à maior acção das forças hidrodinâmicas.

As principais causas que provocam fenómenos de assoreamento são (Yeo, 1991):

- Aumento do transporte de sedimentos;
- Deposição de material resultante de outras actividades;
- Artificialização do leito e das margens;
- Redução do caudal;
- A presença de obstáculos que dificultam o escoamento (barragens).

Como se percebe, o assoreamento é um processo natural que, em primeira análise, depende da erosão existente a montante de um rio, uma vez que são os sedimentos resultantes de uma prévia erosão que vão provocar aquele assoreamento.

O desassoreamento, ao contrário do assoreamento, caracteriza-se pela descida das cotas do leito do rio ao longo de uma determinada extensão como resultado de uma erosão generalizada do material do fundo do rio. É um processo natural através do qual o curso de água provoca a redução da inclinação do leito do rio com o objectivo de atingir uma situação de equilíbrio.

A construção de barragens ou açudes, as dragagens de sedimentos, o desvio do curso do rio, as mudanças na ocupação dos solos na bacia hidrográfica, a ocorrência de grandes cheias e a diminuição do tamanho dos sedimentos transportados pelo curso de água (Yeo, 1991), são as principais causas do desassoreamento que se processa para jusante.

2.1.2 – EROSÃO DEVIDO A CURVAS NO RIO

A existência de uma curva num rio pode influenciar, consideravelmente, a erosão e o assoreamento existente no leito. Assim, para além das erosões localizadas que ocorrem devido a presença de pilares, a presença de uma curva pode agravar a cavidade de erosão total presente no mesmo. Esta situação pode acentuar, gravemente, a estabilidade das pontes. Este fenómeno é típico em rios meandrizados, em que o seu trajecto em planta é uma sequência de curvas.

O fundo destes rios apresenta uma sequência de fundões e baixios alternados. Os fundões originam-se no extradorso das curvas, por acção de correntes secundárias, formando zonas de maior profundidade. No intradorso das curvas há tendência para depósitos, criando-se zonas menor profundidade designadas de baixios (Lencastre e Franco, 1984). Este fenómeno é ilustrado na figura 1 e figura 2.

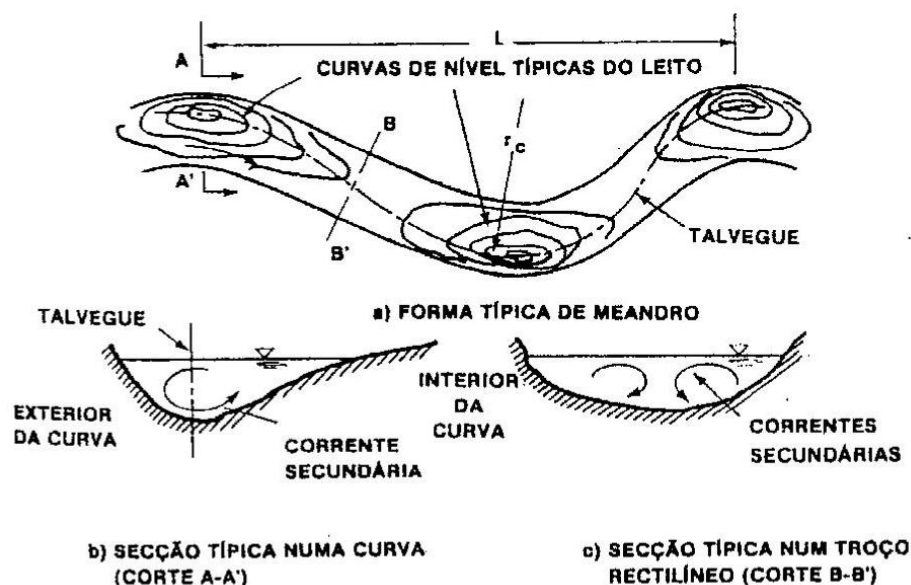


Figura 1 - Leitos meandrizados (Lencastre e Franco, 1984).

Na curva de um rio, a interacção entre o gradiente vertical de velocidades e a curvatura do escoamento principal origina a formação de correntes secundárias, que potenciam o aumento da profundidade do escoamento, das velocidades e da tensão tangencial de arrastamento na zona exterior da curva. Assim, neste local, ocorre a erosão do leito do rio e frequentemente da margem. Na zona interior (margem convexa) verifica-se a deposição de material (Melville e Coleman, 2000).

O perfil da secção transversal numa curva é caracterizado por uma assimetria do leito, que se torna mais evidente durante eventos de cheia. O talvegue encontra-se próximo da margem exterior da curva e, quando as margens são erodíveis, a profundidade de erosão do leito é menor do que quando aquelas são rígidas, porque os sedimentos alimentam a cavidade de erosão que se forma (Melville e Coleman, 2000).

Os principais factores que influenciam esta forma de erosão são a geometria do canal, como a sua inclinação e a forma da secção transversal, as forças hidrodinâmicas, o material constituinte do leito e das margens, e os caudais de transporte sólido e líquido. Em mudanças abruptas na direcção do escoamento, a erosão é influenciada, principalmente, pelas características geométricas da curva (Melville e Coleman, 2000).

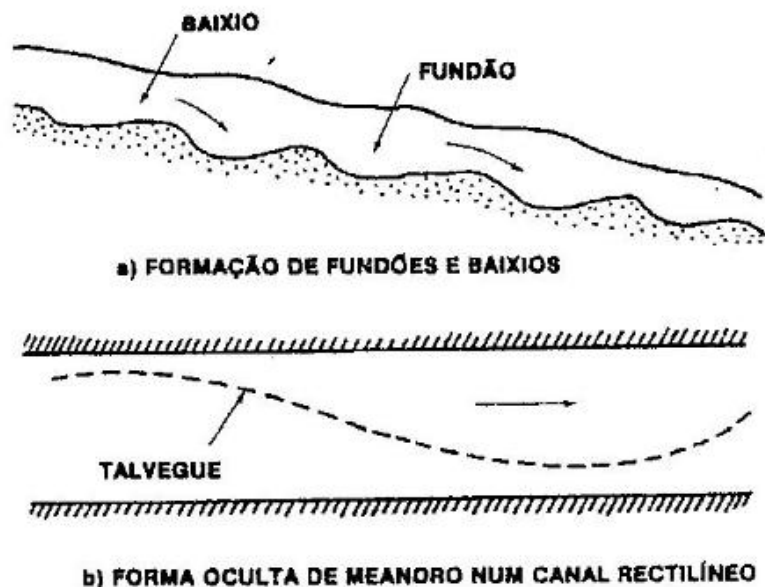


Figura 2 - Características de um leito meandrizado (Lencastre e Franco, 1984).

2.1.3 – EFEITO DA CONFIGURAÇÃO DOS FUNDOS DO RIO

De uma forma sumária, os escoamentos com transporte sólido generalizado caracterizam-se por um movimento geral do material do fundo. Ou seja, todas as partículas à superfície do leito são transportadas e/ou arrastadas para jusante através da formação de determinadas configurações ao longo do leito. Estas devem ser consideradas no cálculo das profundidades de erosão local em pilares.

Em leitos de rios erodíveis, os fenómenos de transporte e deposição podem alterar, significativamente, a configuração do fundo. Os escoamentos com transporte sólido generalizado caracterizam-se por um movimento geral do material do fundo.

O transporte de sedimentos por arrastamento num curso de água dá origem à formação de um fundo móvel no respectivo leito (Lencastre e Franco 1984). Uma vez iniciado o transporte sólido, o escoamento da água sobre um fundo móvel interactua com ele, alterando-o e modificando-o sob diferentes configurações do leito. É possível relacionar as configurações de fundo com a relação entre as forças de inércia e as forças de gravidade, ou seja, com o número de Froude (Fr) do escoamento (Coelho, 2006). Genericamente podem ocorrer seis tipos de configurações do leito (ver figura 3): *rugos, dunas com rugas sobrepostas, dunas, fundo plano, onda estacionária e antidunas*.

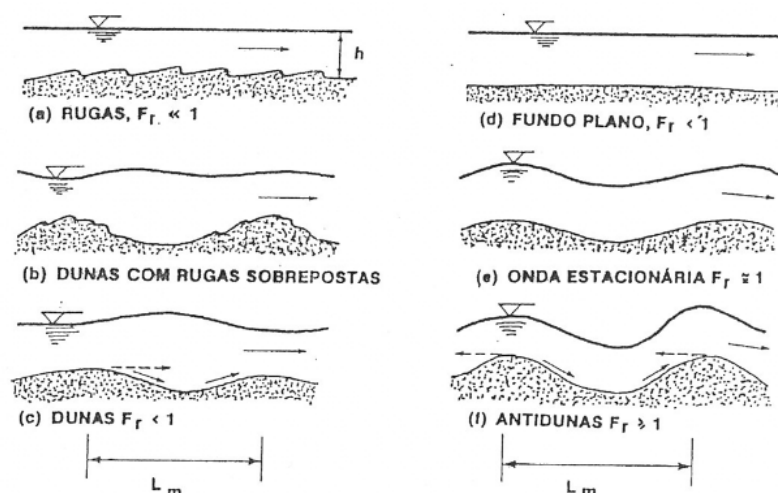


Figura 3 - Configurações do fundo num escoamento com leito móvel (Lencastre e Franco, 1984).

Segundo Lencastre e Franco (1984), quando o escoamento se processa em regime lento, $Fr < 1$, sendo as velocidades reduzidas, formam-se *rugas*. Para velocidades maiores aparecem irregularidades que originam *dunas com rugas sobrepostas*. Para um novo aumento de velocidade desaparecem as rugas e ficam só as *dunas*, sendo que num novo incremento de velocidade ocasiona o desaparecimento das dunas e o leito fica liso, *fundo plano*.

Segundo os mesmos autores, quando o escoamento se processa em regime crítico ($Fr = 1$), formam-se assim ondulações no leito, em associação e em fase com ondas estacionárias à superfície da água.

No caso de velocidades ainda maiores que as anteriores, regime rápido, com $Fr > 1$, as cristas das ondulações do fundo começam a deslocar-se em sentido contrário ao do escoamento, e recebem o nome de *antidunas*.

A migração destas ondas de configuração dos fundos através da secção da ponte conduz a um aumento da profundidade de erosão local, pois a passagem das cavas das ondas pela fundação do pilar retira os sedimentos que o envolvem, agravando a profundidade da cavidade de erosão deste e diminuindo, assim, a sua estabilidade. Também, quando estas formas se desenvolvem, a rugosidade do fundo é diferente havendo um aumento da resistência ao escoamento, que exerce influência sobre a capacidade de vazão do rio (Melville e Coleman, 2000).

2.1.4 – EROSÃO NA CONFLUÊNCIA DE RIOS

A erosão na confluência de rios ou de dois leitos do mesmo rio, no caso de o rio ser entrançado ou de existir uma barra, não se deve à existência de nenhum obstáculo ao escoamento. Na realidade é devido ao encontro e mistura de dois escoamentos com características diferentes, tais como a secção transversal, o caudal ou a quantidade de sedimentos transportados. Esta forma de erosão pode desenvolver-se a longo prazo ou durante a ocorrência de um evento de cheia isolado (Yeo, 1991).

A confluência de dois leitos pode amplificar o processo de erosão nos pilares de uma ponte situada a jusante desse ponto, devido à maior capacidade de transporte sedimentar provocada pela concentração de caudal. Também, a alteração do ângulo de aproximação do escoamento à ponte, que, geralmente, acompanha este fenómeno é um factor indesejável para a estabilidade da estrutura (Melville e Coleman, 2000).

2.2 - EROSÃO LOCALIZADA EM PILARES DE PONTES

As erosões localizadas são o corolário da alteração normal do escoamento devido ao contacto com o obstáculo, o que provoca a remoção de sedimentos originando cavidades de erosão. Estas formam-se, essencialmente, junto a obstáculos presentes nos cursos de água tais como, esporões fluviais, detritos de alguma dimensão física e encontros e pilares de pontes, sendo este último o foco deste trabalho.

As erosões localizadas podem ocorrer, assim, em leitos móveis na vizinhança de estruturas rígidas, em resultado de modificações induzidas por essas estruturas nos perfis de velocidades médias, de intensidade da turbulência e das tensões de Reynolds do escoamento. (Couto e Cardoso, 2001)

O escoamento a montante do obstáculo apresenta uma distribuição de velocidades que aumenta do fundo para a superfície livre sendo que essa lei pode ser representada, aproximadamente, por uma função logarítmica. Ao encontrar um obstáculo, a velocidade tende a anular-se, designando-se este fenómeno de *efeito de estagnação*, o qual vai provocar um acréscimo de pressão igual a $[U(y)]^2/2$, em o termo y representa a distância ao fundo (Couto e Cardoso, 2001).

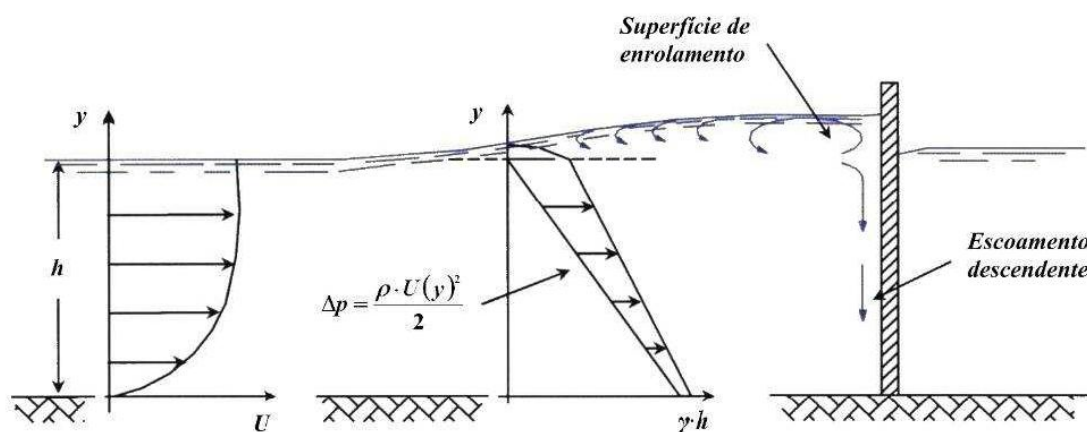


Figura 4 - Campo de pressões de um escoamento a montante de um obstáculo (Cristina Fael, 2007).

O acréscimo de pressão é, então, como se verifica na figura 4, maior perto da superfície livre onde a velocidade é superior. Pode observar-se um aumento do nível da superfície livre a montante do obstáculo e o aparecimento de uma superfície de enrolamento e de um escoamento descendente. (Couto e Cardoso, 2001).

O jacto resultante do escoamento descendente tende a erodir a fundação do pilar, imediatamente, a montante. À medida que a erosão aumenta ocorre o deslizamento dos taludes da cavidade de erosão, até ao ponto em que estes igualam o seu ângulo de repouso (Melville e Coleman, 2000). A acção combinada do escoamento descendente deflectido e do escoamento separado, que ocorre em consequência da referida alteração do campo de pressões, dá origem, no caso de pilares, ao chamado *vórtice em ferradura*, considerado como o primeiro responsável pela formação do processo de erosão. Os *vórtices de ferradura* dissipam-se para jusante do pilar desempenhando, assim, um papel importante na escavação do leito, dado que arrastam o material do fundo (Couto e Cardoso, 2001).

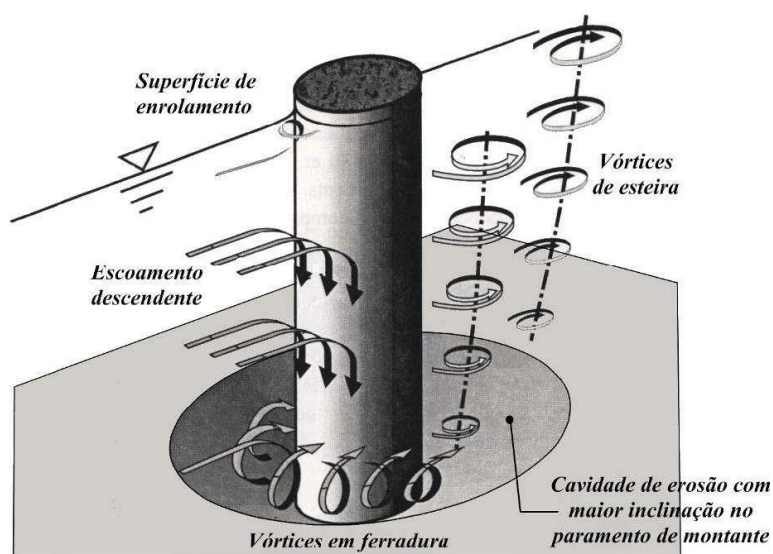


Figura 5 - Estrutura do escoamento na proximidade de um pilar (Adaptado de Melville e Coleman, 2000).

A jusante do pilar, observa-se a presença de *vórtices de esteira*, que se evidenciam na cavidade de erosão. Estes vórtices acompanham o escoamento principal para jusante e apresentam sentidos de rotação alternadamente opostos ao longo do percurso (ver figura 5). Actuam no processo de erosão através de um efeito de sucção, quase vertical, das partículas do fundo. Deste modo, enquanto o vórtice em ferradura provoca, essencialmente, o arrastamento do material do fundo, os vórtices de esteira arrancam esse material através do efeito de sucção e transportam-no, depois, em suspensão (Couto e Cardoso, 2001).

A cavidade de erosão originada pela presença do pilar no escoamento caracteriza-se pela elevada inclinação do paramento de montante, em relação ao pilar. No ponto imediatamente a montante deste, encontra-se a maior profundidade da cavidade de erosão, que é máxima para quando o processo de erosão atinge o equilíbrio, designando-se essa profundidade de h_{se} . A jusante do pilar, a inclinação do paramento é menor, tendo um elevado desenvolvimento para jusante, no entanto com profundidades inferiores.

2.3 – EROSÃO DEVIDO A FACTORES ANTROPOGÊNICOS

Os problemas de erosão que se verificaram durante os últimos anos são, também, devidos a alteração constante do Homem no próprio leito e nas bacias hidrográficas dos rios. Cidades e centros de comércio cresceram nas margens dos rios e muitos dos ribeiros afluentes foram canalizados, tornando-os, assim, instáveis e propensos à erosão. Por outro lado, a extracção de areias para venda na construção pode ter efeitos devastadores quando não é, devidamente, planeada e fiscalizada. Outro dos factores que pode influenciar os processos naturais de erosão de um leito é a construção de diversas obras, como seja o caso de barragens ou de cais fluviais, que vão alterar, significativamente, a morfologia de um leito do rio podendo, assim, criar erosões significativas nos pilares da ponte.

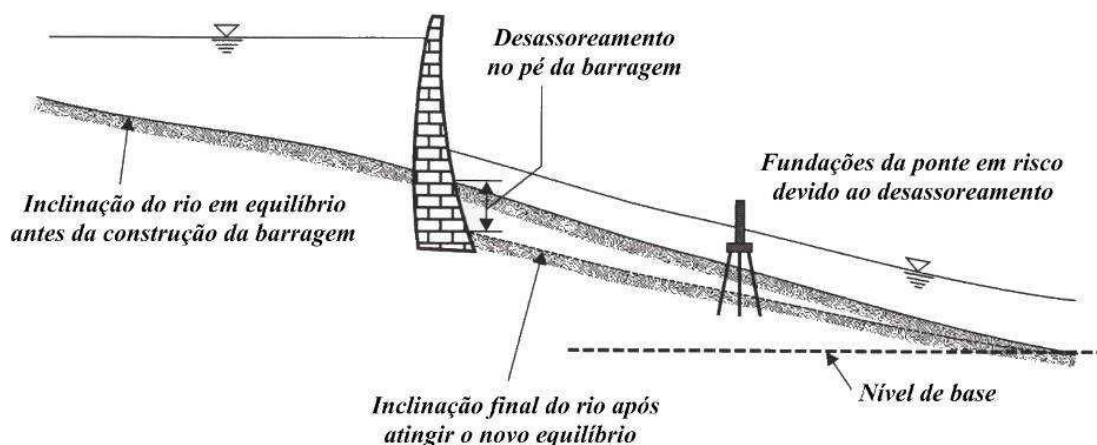


Figura 6 – Erosões a jusante de uma barragem (Adaptado de Melville e Coleman, 2000)

O caso de uma barragem, por exemplo, pode provocar grandes erosões a jusante, devido, sobretudo, à redução do caudal de sedimentos que fica depositado a montante da barragem, designado de *volume morto da albufeira*. Na figura 6, encontra-se esquematizado os fenómenos de erosão devidos à construção de uma barragem.

2.4 – EROSÃO DEVIDO A CONTRACÇÃO LATERAL DO ESCOAMENTO

No caso da contracção lateral do escoamento devido, por exemplo, à construção de um cais fluvial, aos encontros de uma ponte ou mesmo devido aos pilares da mesma, pode existir o aumento da velocidade média e, conseqüentemente, o aumento das tensões de arrastamento no fundo e nas margens do rio na zona contraída. Desta forma, as partículas são arrastadas ou transportadas em suspensão para jusante, baixando a cota do leito e, à medida que este processo progride no tempo, aumenta a secção erodida, provocando uma redução da velocidade média do escoamento e uma diminuição das tensões de arrastamento. Quando a situação de equilíbrio for atingida, ou seja, quando o valor da tensão tangencial do fundo for menor que o valor da tensão crítica de início do movimento, ou quando se desenvolver uma camada de protecção, o transporte de sedimentos para jusante cessa (Richardson e Davis, 2001).

A erosão por contracção é um processo cíclico no qual se verifica erosão na fase crescente do evento de cheia e sedimentação na fase descendente. Desta forma, a capacidade de previsão é bastante afectada pela dificuldade no estabelecimento de um plano de referência para o nível do leito do rio (Richardson e Davis, 2001).

Na Figura 7 pode observar-se o perfil (em planta) irregular de velocidades do escoamento nas secções de aproximação e de contracção. Este tem conseqüências na localização das cavidades de erosão e nas suas profundidades.

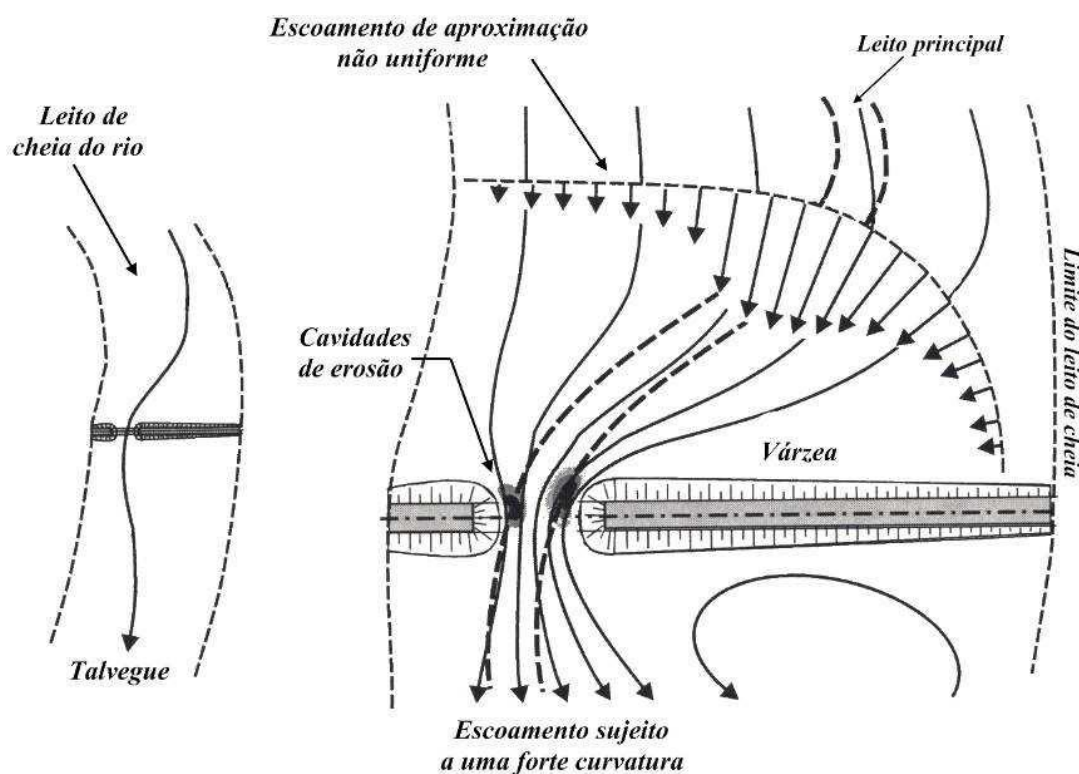


Figura 7 - Possível perfil das velocidades numa situação de contracção do escoamento (Adaptado de Melville e Coleman, 2000).

Qualquer mudança de regime de escoamento ou das dimensões do canal de escoamento pode destabilizar o rio e promover a erosão e depósito, não só na zona em questão como, também, a montante e a jusante.

2.5 – EROSÃO TOTAL EM PILARES DE PONTES

A erosão total em pilares de pontes como, facilmente, se depreende corresponde às várias erosões descritas, anteriormente, que ocorrem nos pilares de pontes. Os vários tipos de erosões podem ocorrer, simultaneamente, em combinação ou isoladamente. É importante que o Engenheiro perceba quais os fenómenos que vão ter maior influência na profundidade da cavidade para, assim, compreender que pode existir um efeito com maior importância no desenvolvimento da fossa de erosão.

Na figura 8 encontra-se um esquema, que traduz a influência da erosão local e geral na cavidade de erosão de um pilar de ponte.

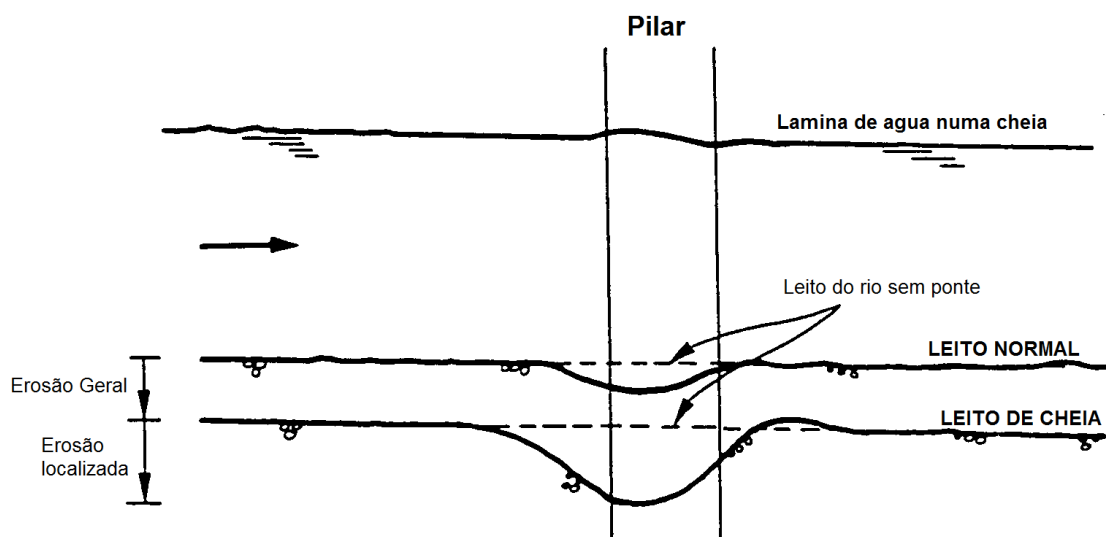


Figura 8 - Esquema da erosão geral e localizada (adaptado de Tézé, 1988).

Conhecer as relações entre todos os fenómenos que provocam erosões no pilar pode ser uma tarefa bastante complexa, sendo que se se fizer uma estimativa da soma das várias formas de erosão podem-se obter valores, exageradamente, conservativos. Assim, em situações correntes, estima-se, apenas, a profundidade devido a erosão local em pilares, existindo elementos e métodos de cálculos apropriados. No entanto, a principal razão da omissão da consideração de outras erosões centra-se no facto de ser, extremamente difícil a sua quantificação, como por exemplo, o caso das mudanças hidromorfológicas em grande escala associadas a processos de assoreamento/dessassoreamento a longo prazo.

Para se perceber todos os processos que influenciam a erosão nos pilares seria necessária a realização de um estudo detalhado dos processos que ocorrem em toda a extensão do rio, sendo para isso indispensável uma grande quantidade de informação, obtida por registos, ao longo do tempo, do passado hidromorfológico do rio.

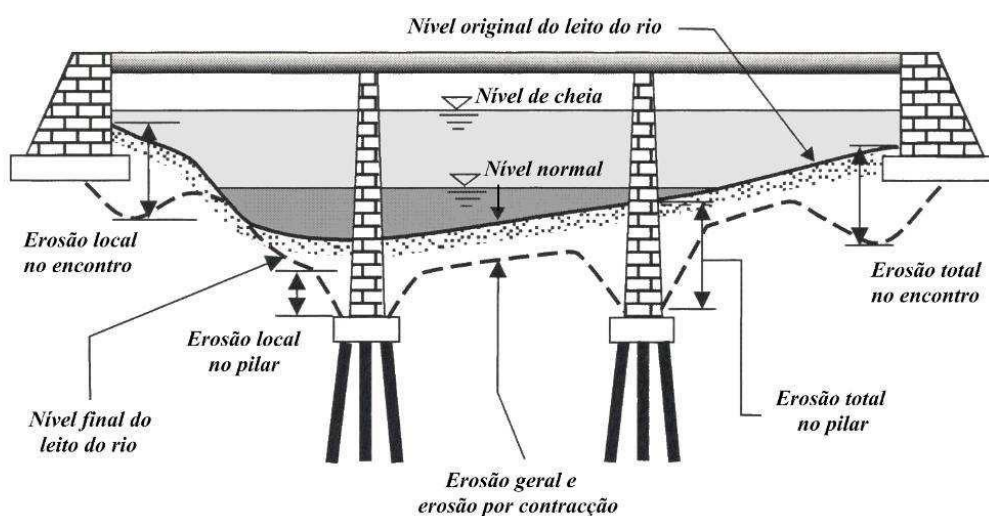


Figura 9 - Várias formas de erosão em pilares de pontes (Adaptado de Melville e Coleman, 2000).

Na figura 9, e de acordo com Melville e Coleman (2000), são ilustrados os vários tipos de erosão que podem ocorrer nos pilares e encontros de uma ponte, sendo que os mesmos autores relatam a existência de algumas situações particulares, a saber:

- Pilares localizados perto de um dos encontros da ponte – Existe um acréscimo na concentração do escoamento sobre o pilar induzido pela presença do encontro. Na pior das hipóteses a erosão total no pilar pode ser a resultante da sua erosão local, de uma parte da erosão no encontro, da erosão por contracção lateral do escoamento e erosão geral.
- Pilares localizados no limite do leito principal do rio - Nestes casos, o pilar pode estar sujeito a fortes correntes laterais devido ao caudal proveniente ou escoado para o leito de cheia. É necessário algum cuidado na determinação do ângulo do escoamento sobre o pilar.
- Pilares localizados perto das margens do rio em zonas de grande curvatura - O ângulo de ataque do escoamento ao pilar pode ser bastante diferente do esperado porque poderão ocorrer importantes fenómenos de reflexão do escoamento na margem. Em geral, as velocidades são maiores e a capacidade de transporte sedimentar superior.
- Possibilidade de junção de cavidades de erosão local - Após sucessivos eventos de cheia e de escavação dos fundos do rio, as cavidades de erosão em redor dos pilares podem fundir-se, formando uma única fossa de erosão. Isto deve-se à expansão lateral das cavidades ao longo do tempo. Com o aumento da profundidade e do ângulo formado pelos taludes ocorrem deslizamentos sucessivos, que conduzem ao aumento das suas dimensões em planta. Este fenómeno pode provocar o desenvolvimento de erosões significativas em locais não previstos, potenciando o risco de rotura da estrutura.

2.6 – CONDIÇÕES CRÍTICAS DE INÍCIO DE MOVIMENTO

O início ou o limiar do movimento devido a acção de um fluido é definido como o instante em que as forças aplicadas ultrapassam as forças de estabilidade aplicadas pela gravidade (Breusers e Raudkivi, 1991).

É normal distinguir entre sedimentos uniformes e sedimentos não uniformes. No primeiro caso, e apesar de os sedimentos nunca serem, exactamente, uniformes (na prática, costuma-se considerar que o material do fundo de um leito aluvionar é uniforme se o seu coeficiente de graduação, σ_D , for inferior a 1,5), as curvas granulométricas podem ser descritas por um único diâmetro de peneiração, geralmente o diâmetro mediano, D_{50} . No segundo caso, além de um diâmetro característico é necessário recorrer ao coeficiente de graduação:

$$\sigma_D = 1/2 (D_{84}/D_{50} + D_{50}/D_{16}) \quad (1)$$

2.6.1 - SEDIMENTOS UNIFORMES

Para sedimentos uniformes de fluxo unidireccional, as condições para o qual as forças aplicadas ultrapassam as forças de estabilidade, devidas à acção da gravidade são bem descritas pela curva de Shields, que define um limite em termos de arrastamento dos sedimentos.

O *Critério de Shields*, relaciona dois parâmetros adimensionais, X e Y , sendo que o primeiro representa o número de Reynolds das partículas definido através da velocidade de atrito junto ao fundo, e o segundo, Y , é designado por parâmetro de Shields, que tem em conta a tensão entre os sedimentos e o escoamento.

O transporte ocorre quando a tensão de arrastamento adimensional (ou de Shields), Y , for superior à tensão crítica de Shields, Y_{CR} .

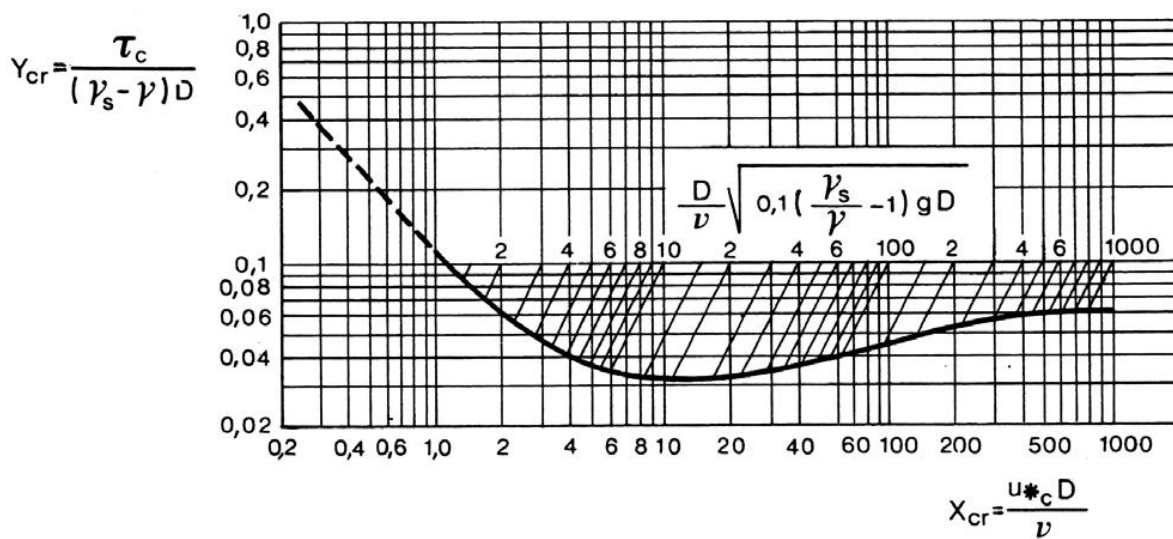


Figura 10 - Diagrama de Shields para caracterizar o início do movimento (Adaptado de Cardoso, 1998).

Conhecidos, D , γ_s , γ e ν é possível determinar, com base neste diagrama, a tensão de arrastamento, τ_c , para qual o material do fundo entra em movimento. Este cálculo é iterativo, dado que τ_c intervém, simultaneamente, em X_{cr} , e Y_{cr} . Para ultrapassar esta dificuldade, existe um terceiro parâmetro, equação 2, que permite a obtenção directa de τ_c no referido diagrama, através do ponto de inserção da correspondente linha oblíqua com a *curva de Shields* (Sancho, 2002).

$$\frac{D}{\nu} \sqrt{0,1 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) g D} \quad (2)$$

Na realidade, o desenvolvimento do *Diagrama de Shields* traduz a correspondente divisão em três regiões, consoante as condições do escoamento (Sancho, 2002):

- *Regime laminar*, para $X_{cr} \leq 2$: a fronteira é, hidraulicamente, lisa e o movimento das partículas deve-se a forças viscosas.
- *Regime de transição*, para $2 < X_{cr} \leq 70$: neste regime o movimento das partículas é ainda parcialmente influenciado por X_{cr} ; A tensão de Shields atinge o mínimo na ordem de 0.03, para valores de $X_{cr} \approx 10$.
- *Regime turbulento*, para $X_{cr} > 70$: neste regime, para $X_{cr} > 400$ o escoamento é dominado pela rugosidade, sendo independente da viscosidade e de X_{cr} ; a tensão de Shields toma um valor constante ≈ 0.06 .

Apesar do uso generalizado o diagrama de Shields apresenta algumas limitações, tais como: considera somente tensões críticas médias e não tem em conta os valores instantâneos que também exercem um papel fundamental no início do movimento; não considera, directamente, o efeito da sustentação hidrodinâmica; não são consensuais os valores de Y_{cr} para o escoamento turbulento rugoso e também o limite inferior de X_{cr} que caracteriza este tipo de escoamento (Helena Cardoso 1998).

No entanto, existem outros métodos alternativos ao método de Shields, como é o caso do método proposto no Bridge Scour Manual, Florida Department of transportation (FDT, 2005), onde a velocidade crítica dos sedimentos, U_c , é calculada utilizando um ajuste da curva de Shields.

Apresenta-se de seguida, as expressões correspondentes a esse método (FDT, 2005), ao método de Neil (1967) e o método de Garde (1970), qualquer um deles utilizado, para o cálculo da velocidade média crítica.

- FDT (2005)

$$U_c = 2,5 \times \ln_e \times \left(\frac{h}{2,72 \times z_0} \right) \quad (3)$$

Onde,

$$u_{*c} = \sqrt{\frac{\tau_c}{\rho}} = \sqrt{\Theta_c \times (sg - 1) \times g \times D_{50}} \quad (4)$$

$$\Theta_c = \begin{cases} 0,25 - 0,1 \times \sqrt{d_*} & 0,01 < d_* < 3, \\ 0,0023d_* - 0,000378d_* \times \ln_e \times (d_*) + \frac{0,23}{d_*} - 0,005 & 3 < d_* < 150, \\ 0,0575 & d_* > 150 \end{cases} \quad (5)$$

$$d_* = D_{50}[(sg - 1) \times g/v^2]^{1/3} \quad (6)$$

$$z_0 = \begin{cases} \frac{v}{9u_{*c}} & 0 < Re_c \leq 5, \\ k_s 10^{-3} [-6 + 2,85Re_c - 0,58Re_c \ln_e(Re_c) + 0,002Re_c^2 + 111/Re_c] & 5 < Re_c \leq 70, \\ \frac{k_s}{30} & Re_c > 70 \end{cases} \quad (7)$$

$$Re_c = u_{*c} \times k_s/v \quad (8)$$

$$k_s = \begin{cases} 2,5 \times D_{50} & \text{para } D_{50} \geq 0,6 \text{ mm} \\ 5 \times D_{50} & \text{para } D_{50} < 0,6 \text{ mm} \end{cases} \quad (9)$$

- Neil (1967) propôs a seguinte fórmula de cálculo da velocidade média crítica:

$$\frac{U_c^2}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) \times g \times D_{50}} = 2,5 \times \left(\frac{h}{D_{50}}\right)^{0,2} \quad (10)$$

- O critério de Garde (1970) é dado através da seguinte equação:

$$\frac{U_c}{\sqrt{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) \times g \times D_{50}}} = 0,50 \times \log\left(\frac{h}{D_{50}}\right) + 1,63 \quad (11)$$

2.6.2 – SEDIMENTOS NÃO UNIFORMES

Para o caso de sedimentos não uniformes o processo é, ligeiramente, diferente, uma vez que existe a formação de uma camada de encouraçamento com os sedimentos de maior tamanho presentes na cavidade de erosão. A velocidade média do escoamento associada à máxima profundidade de erosão no caso de sedimentos não uniformes, U_a , corresponde a velocidade de rotura dessa camada (no subcapítulo 3.3 será feita uma descrição mais detalhada deste fenómeno). De notar, que para materiais não uniformes o tamanho representativo é definido pelo diâmetro mediano da camada de protecção que se forma com os sedimentos de maiores dimensões, D_{50a} , e pelo desvio padrão associado à distribuição granulométrica, σ_D .

O processo a seguir apresentado vem descrito em Melville e Coleman (2001).

- Calcular o valor de D_{50a} ;

$$D_{50a} = \frac{D_{\max}}{1,8} \quad (12)$$

- No caso de areia de quartzo com uma densidade aproximada de 2,65 e uma temperatura da água de cerca de 20°C, determina-se u_{*ca} a partir de D_{50a} :

$$u_{*ca} = 0,0115 \times D_{50a}^{1,4} \quad 0,1 < D_{50a}(mm) < 1,0 \quad (13)$$

$$u_{*ca} = 0,035 \times \sqrt{D_{50a}} - \frac{0,0065}{D_{50a}} \quad 1,0 < D_{50a}(mm) < 100 \quad (14)$$

- Determinação de U_{ca} ;

$$\frac{U_{ca}}{u_{*ca}} = 5,75 \times \log\left(5,53 \times \frac{h}{D_{50a}}\right) \quad (15)$$

- Cálculo da velocidade que conduz á maior profundidade de erosão, U_a

$$U_a = 0,8 \times U_{ca} \quad (16)$$

A equação proposta por Neil (1967) para sedimentos uniformes pode também ser aplicada para o caso de sedimentos não uniformes, passando a adoptar-se o valor de D_{80} , como representativo da mistura em vez de D_{50} .

$$\frac{U_c^2}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) \times g \times D_{80}} = 2,5 \times \left(\frac{h}{D_{80}}\right)^{0,2} \quad (17)$$

3

FACTORES E EFEITOS INFLUENCIADORES DA EROSÃO LOCALIZADA EM PILARES DE PONTES

Este capítulo tem como principal objectivo pormenorizar os efeitos dos diversos factores com influência na formação da cavidade de erosão em torno de pilares de pontes, sendo feita uma descrição e uma análise individualizada de cada um.

3.1 – FACTORES A CONSIDERAR

A erosão localizada é um fenómeno muito complexo e dependente de diversos factores com naturezas distintas, tais como, hidráulica, sedimentológica, topográfica e geométrica (Ramos, 1990). Vários são os autores que descrevem o tempo, a intensidade de escoamento, granulometria e uniformidade dos sedimentos, a forma e tamanho dos pilares e a direcção do escoamento como sendo os principais factores que influenciam a erosão localizada

Na realidade, a avaliação do processo erosivo em torno de um obstáculo, tal como pilares ou encontros de pontes, envolve um elevado número de variáveis independentes. Essas variáveis são:

- Variáveis referentes às características geométricas do obstáculo: comprimento característico do obstáculo (L ou D_c no caso de o obstáculo se tratar de um pilar cilíndrico); ângulo de alinhamento do pilar com o escoamento (α), coeficiente de forma do obstáculo (K_f) e altura de água do escoamento (h),
- Variáveis alusivas à geometria do canal: largura da secção transversal do canal (B), declive do fundo do canal (i) e coeficiente de forma da secção transversal (K_g);
- Variáveis características cinemáticas e dinâmicas: velocidade média de aproximação (U), perda de carga unitária do escoamento (J) e aceleração da gravidade (g);
- Variáveis referentes às propriedades do fluido: viscosidade cinemática (ν) e massa volúmica (ρ);

- Variáveis alusivas às propriedades dos sedimentos: massa volúmica (ρ_s), diâmetro mediano (D_{50}) e coeficiente de graduação da curva granulométrica (σ_D).
- Tempo (t)

A profundidade máxima de erosão local em redor de obstáculo, h_{se} , ao longo do tempo, pode ser expressa por:

$$h_{se} = \varphi(h, J, g, \rho, \nu, D_{50}, \sigma_D, \rho_s, L, \alpha, K_f, B, i, K_g),$$

em que φ designa uma função genérica.

3.2 – EFEITO DA INTENSIDADE DO ESCOAMENTO E DA UNIFORMIDADE DOS SEDIMENTOS DO LEITO

A erosão local em torno de um pilar introduzido num rio pode ocorrer em condições **com transporte sólido generalizado** ou **sem transporte sólido generalizado**. Esta avaliação é uma avaliação importante dado que os mecanismos de desenvolvimento da cavidade de erosão são ligeiramente distintos (Melville e Coleman 2000).

A diferença entre esses dois tipos pode ser assim caracterizada (Ramos, 1990):

- *Erosão sem transporte sólido* – Ocorre quando não existe movimento do material do fundo na zona de escoamento não perturbado, a montante do obstáculo. Nestas condições, a tensão de arrastamento no fundo é inferior ou, no limite igual, à tensão crítica de arrastamento. Não se verifica a reposição do material erodido, atingindo-se um valor máximo quando já não houver capacidade de remoção, sendo este denominado por valor de equilíbrio estático. Este tipo de erosão é, usualmente, reproduzido em modelo em laboratório, não existindo movimento do material do leito a montante da estrutura hidráulica.
- *Erosão com transporte sólido* – Ocorre quando se verifica a alimentação da cavidade de erosão com sedimentos provenientes de montante do leito, por arrastamento ou em suspensão. Neste tipo de erosão, atinge-se um equilíbrio quando a capacidade de remoção de material é igual à capacidade de material transportado para o seu interior e esta situação toma a denominação de equilíbrio dinâmico. Nesta situação, a tensão de arrastamento é superior à tensão crítica de arrastamento.

De acordo com Ramos (1990), os estudos sobre erosões localizadas indicam que na erosão com transporte sólido, a extensão da cavidade de erosão depende não só das características do escoamento e da geometria do obstáculo, mas também da granulometria dos sedimentos. No caso da erosão sem transporte sólido a forma da fossa de erosão é independente da granulometria.

3.2.1 - VARIAÇÃO TÍPICA DA PROFUNDIDADE DE EROSÃO PARA SEDIMENTOS UNIFORMES

3.2.1.1 – Variação típica da profundidade de erosão para sedimentos uniformes sem transporte sedimentar

Vários estudos experimentais realizados, entre outros, por Chabert e Engeldinger em 1956, concluem que a erosão localizada junto de um obstáculo se inicia quando a velocidade média de escoamento, U , é igual a cerca de metade da velocidade crítica de início de movimento do material sólido, U_c , como indica a figura 11 (Couto, 2005). À medida que a velocidade do escoamento vai aumentando, são

movimentados mais sedimentos pelo escoamento de aproximação, a montante do pilar, até que quando a velocidade média iguala a velocidade crítica, $U \approx U_c$, todas as partículas são arrastadas, originando a deformação do fundo do rio de acordo com as configurações já apresentadas, mais frequentemente sobre a forma de dunas. Neste momento, o processo de erosão desenvolve-se em condições com transporte sólido generalizado e a profundidade da cavidade de erosão é máxima (Couto e Cardoso, 2001).

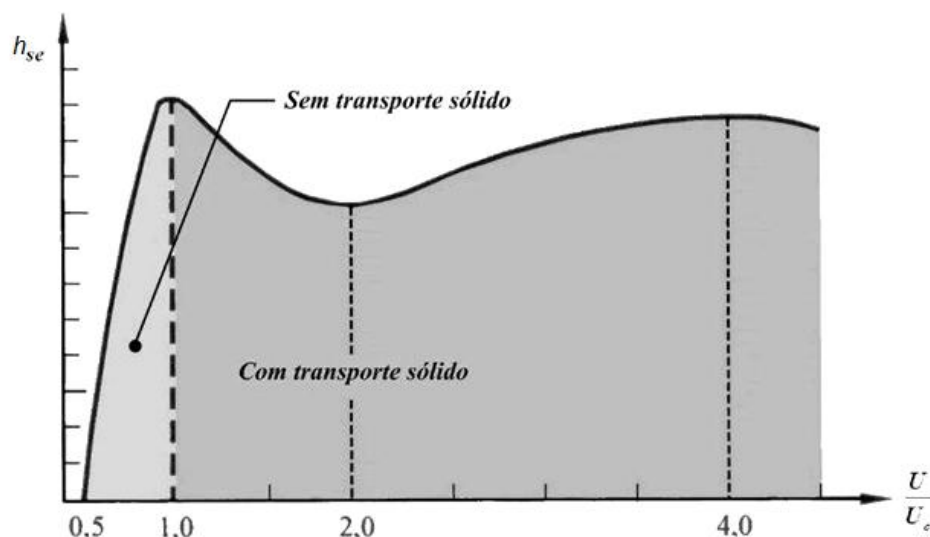


Figura 11 - Profundidade de erosão para um determinado pilar e um determinado tamanho dos sedimentos (adaptado de Melville e Coleman, 2000).

3.2.1.2 – Variação típica da profundidade de erosão para sedimentos uniformes com transporte sedimentar

Com o aumento da velocidade do escoamento, $U > U_c$, verifica-se a passagem sucessiva das configurações do fundo pela cavidade de erosão e a afluência de quantidades significativas de material sólido para o seu interior. Os vórtices de ferradura e de esteira não são capazes de o remover até à chegada de uma nova duna. Deste modo, a profundidade da cavidade existente diminui até atingir um valor mínimo, para uma velocidade média de, aproximadamente, $U \approx 2,0 U_c$. Até o escoamento atingir uma velocidade média de cerca de quatro vezes a velocidade crítica, $2,0 < U_c < 4,0$, as configurações do fundo tendem a diminuir o seu comprimento de onda e a sua altura. Assim, chegam cada vez menores volumes de material sólido e os vórtices de esteira e de ferradura têm mais tempo para remover os sedimentos. A profundidade de erosão aumenta e quando $U \approx 4,0 U_c$ verifica-se um novo máximo, da ordem de grandeza do valor registado para $U \approx U_c$ (Cristina Fael, 2007).

3.2.2 - VARIAÇÃO TÍPICA DA PROFUNDIDADE DE EROÇÃO PARA SEDIMENTOS NÃO UNIFORMES

3.2.2.1 – Variação típica da profundidade de erosão para sedimentos não uniformes sem transporte sedimentar

Na ausência de transporte sólido generalizado, a distribuição granulométrica do material do fundo tem uma influência pronunciada no desenvolvimento e na profundidade final das cavidades de erosão. À medida que o desvio padrão da distribuição granulométrica aumenta, σ_D , tanto o ritmo a que se processa a erosão, como a profundidade final das cavidades de erosão diminuem (Couto, 2005).

A causa principal da menor profundidade final de erosão em fundos não uniformes é a formação de uma camada, designada por camada de encouraçamento, no interior da cavidade, em que devido ao transporte selectivo, os grãos de maior dimensão revestem o fundo e acabam por impedir o arrancamento e transporte dos grãos mais finos. Forma-se, assim, uma camada de granulometria mais grosseira do que a mistura global que tende a impedir o desenvolvimento da erosão (Couto, 2005).

A figura 12 ilustra os resultados obtidos por Ettema (1976), em que os valores da profundidade máxima estão adimensionalizados pelo diâmetro do pilar, D_c , e os valores do desvio padrão da distribuição granulométrica estão adimensionalizados pelo diâmetro mediano das partículas, D_{50} . (Couto, 2005).

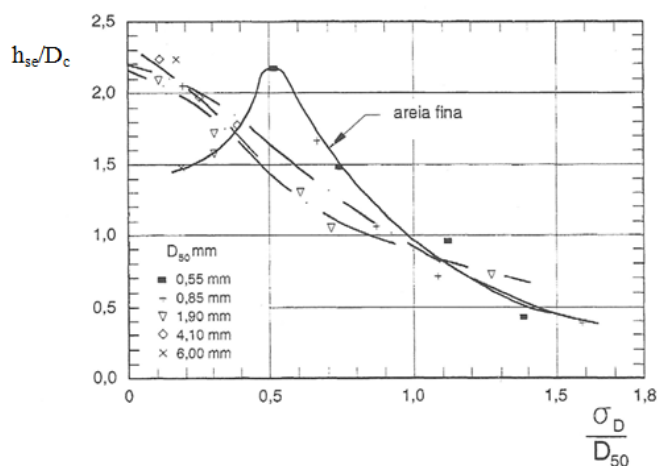


Figura 12 – Variação da profundidade de erosão com o desvio padrão da distribuição granulométrica, para $U \approx U_c$ (Adaptado de Ettema 1976).

Para granulometrias de areia fina ($D_{50} < 0,60 \text{ mm}$), verifica-se que a variação de h_{se}/D_c com σ_D / D_{50} para $U/U_c \approx 1$ apresenta uma evolução diferente comparativamente com sedimentos mais grossos. As condições mais críticas verificam-se quando $\sigma_D / D_{50} \approx 0,50$. Ettema (1976) observa que, nesse caso, com facilidade se desenvolvem rugas e uma pequena parte dos sedimentos é transportado pelo escoamento de montante para o interior da cavidade em formação, enquanto, se o fundo tiver granulometria de diâmetro superior, para condições de escoamento equivalentes, não existe esse fluxo de sedimentos à cavidade. Assim, as condições não correspondem, exactamente, às do escoamento sem transporte sólido com sedimentos uniformes. Com o aumento de σ_D existem grãos de dimensão superior a 0,6 mm que podem formar uma camada de encouraçamento que reveste o fundo a montante, evitando a formação das referidas rugas, pelo que para $\sigma_D / D_{50} \approx 0,50$ é possível obter valores de $h_{se}/D_c \approx 2,0$. Para $\sigma_D / D_{50} > 0,50$ o comportamento das areias finas tende a aproximar-se das mais grosseiras (Couto, 2005).

Assim, no caso de sedimentos não uniformes, para velocidades inferiores à velocidade crítica de início de movimento das partículas desse material, ocorre um transporte selectivo das partículas mais finas, apesar de a cavidade de erosão aumentar, o seu desenvolvimento está limitado devido à formação da camada de encouraçamento, que impede o arrastamento de algumas partículas.

3.2.2.2 – Variação típica da profundidade de erosão para sedimentos não uniformes com transporte sedimentar

Quando a velocidade média do escoamento de aproximação atinge a velocidade crítica do material da camada de encouraçamento, $U \approx U_a$, a camada de protecção é quebrada e as partículas de maiores dimensões entram em movimento. Deste modo, todas as partículas são arrastadas para jusante e a cavidade de erosão aumenta de profundidade até atingir o seu valor máximo para $U \approx U_a$, sendo a última, a velocidade média do escoamento associada à máxima profundidade de erosão em leitos constituídos por material não uniforme. O valor de U_a é superior ao valor de U_c associado a sedimentos uniformes.

Com o aumento da velocidade, verifica-se um comportamento semelhante ao que ocorre no caso dos sedimentos uniformes.

Na figura 13, é apresentado um gráfico que traduz o comportamento dos fundos em função da relação entre U / U_c , sendo que b representa a largura do pilar.

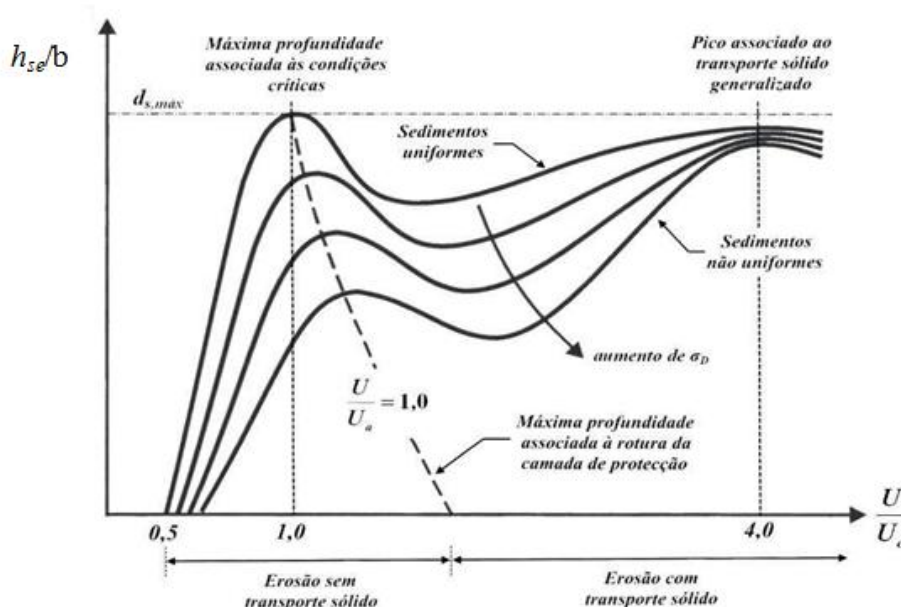


Figura 13 - Variação da profundidade de erosão, comparando sedimentos uniformes com não uniformes (adaptado de Melville e Coleman, 2000).

3.3 - EFEITO DO TEMPO

O tempo desempenha um papel deveras importante no processo erosivo, sendo que, independentemente, do processo de erosão se desenrolar com ou sem transporte sólido generalizado é possível considerar a existência de três fases de evolução da profundidade das cavidades de erosão:

- *Fase inicial*, em que a profundidade máxima da cavidade de erosão aumenta muito rapidamente;
- *Fase principal*, em que a cavidade se acentua em profundidade e em extensão de forma sistemática embora a um ritmo, progressivamente, decrescente;
- *Fase de equilíbrio*, em que a cavidade de erosão deixa, praticamente, de evoluir.

Na figura 14, estão esquematizadas as três fases de evolução da profundidade de erosão, sendo que h_s representa a profundidade de erosão local.

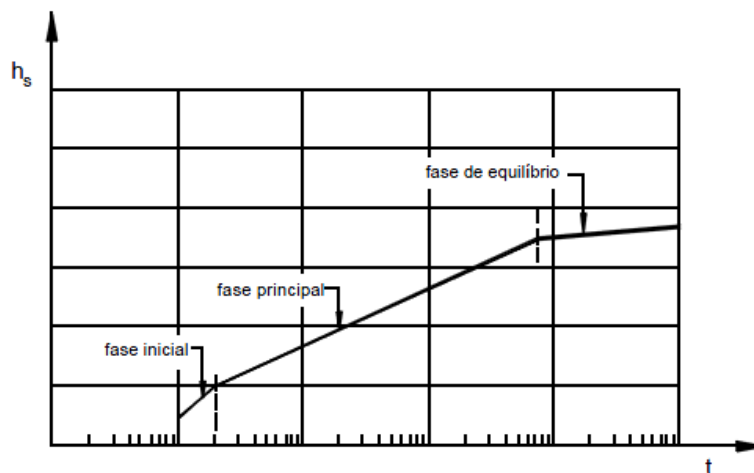


Figura 14 - Fases do processo erosivo (Cardoso e Bettess, 1999).

A profundidade de erosão aumenta, rapidamente, na fase inicial do processo. Nas zonas em que o ângulo do talude da cavidade em formação tende a ser superior ao ângulo de repouso do material submerso, ocorre o deslizamento de quantidades consideráveis de partículas para o fundo da cavidade. Essas partículas são transportadas para jusante e os limites da cavidade vão-se propagando, lateralmente, e para montante. Com efeito, a cavidade estende-se a áreas onde as tensões de arrastamento dos sedimentos são inferiores à que ocasiona o início do movimento. Os sedimentos são transportados em suspensão, por arrastamento e são depositados a jusante próximo da cavidade. Esta mancha de deposição dos sedimentos vai, sendo, impelida para jusante durante o desenvolvimento da cavidade (Couto, 2005).

Quando não existe transporte sólido generalizado o processo desenrola-se de uma forma mais lenta. A progressão da cavidade de erosão provoca uma diminuição das velocidades e das tensões tangenciais no seu interior, fazendo com que sejam removidas quantidades de material cada vez menores. A uma determinada altura o transporte cessa e o processo atinge o seu equilíbrio. Nestas condições, o equilíbrio denomina-se por equilíbrio estático (Couto e Cardoso, 2001).

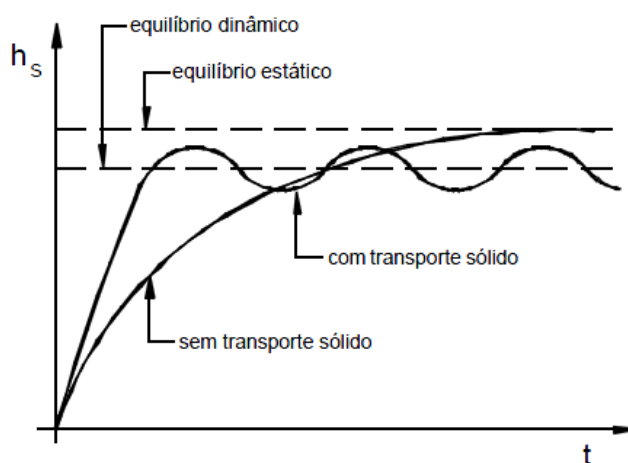


Figura 15 - Evolução temporal de cavidades de erosão com e sem transporte sólido generalizado (Couto e Cardoso, 2001).

No caso de haver transporte sólido generalizado no decurso do processo, há simultaneamente remoção de sedimentos do fundo original e de sedimentos transportados de montante para o interior da cavidade. Na fase inicial, a quantidade de material que sai da cavidade excede a quantidade de material que nela entra, pelo que a erosão progride. Ao fim de algum tempo, a quantidade de material que entra na cavidade é praticamente igual à que sai. Neste caso, o equilíbrio é atingido muito mais rapidamente do que quando não há transporte sólido generalizado. Trata-se de um *equilíbrio dinâmico*, no qual a profundidade de erosão oscila entre certos limites. Estas oscilações são consequência da periodicidade com que o material sólido transportado de montante alimenta a cavidade de erosão e reflectem a passagem de configurações do fundo aluvionar (rugos, dunas, etc.) (Couto e Cardoso, 2001).

No processo de erosão há uma interacção estreita entre a velocidade do escoamento e o tempo durante o qual essas condições se mantêm. Por exemplo, escoamentos de igual intensidade que actuem durante intervalos de tempo distintos vão gerar profundidades de erosão diferentes. Na Figura 16 é apresentado um gráfico tridimensional proposto por Melville e Coleman que evidencia a relação entre as três grandezas, h_{se} , U e t , para sedimentos uniformes caracterizados por $D_{50} > 0,6$ mm (Melville e Coleman, 2000).

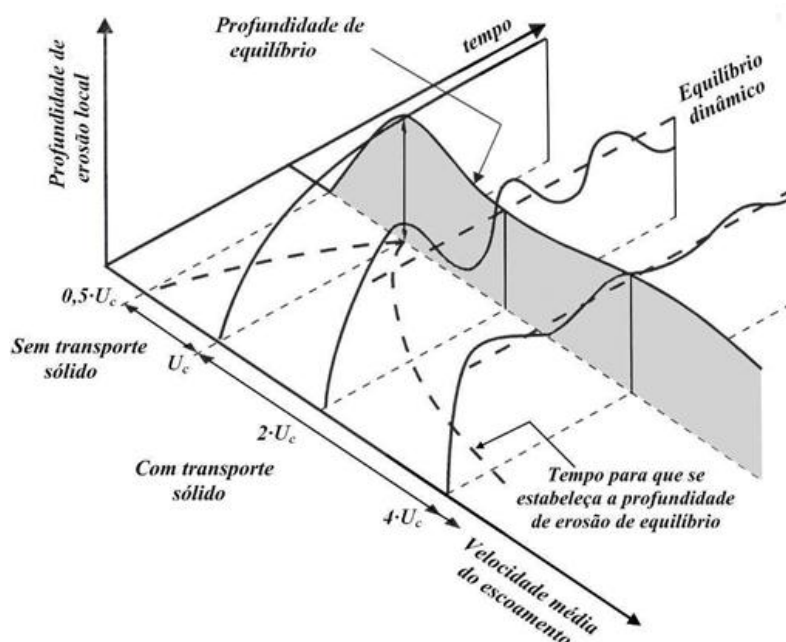


Figura 16 - Representação tridimensional qualitativa da variação de h_{se} com U e t , para sedimentos uniformes (adaptado de Melville e Coleman, 2000).

Outro dos aspectos importantes é a periodicidade com que os leitos do rio são sujeitos a elevados caudais e velocidades de escoamento. Após a construção de uma ponte sobre um rio a sua infraestrutura está sujeita a cheias relativamente periódicas que vão provocar uma alteração dos fundos.

A evolução da cheia e o seu comportamento são tão importantes quanto o tempo de duração da mesma. Normalmente, em escoamentos com transporte sedimentar, a duração da cheia determina a profundidade de equilíbrio que vai ser atingida. Na realidade, após o pico de cheia o escoamento retrocede, e a duração desta recessão é bastante importante pois, com esta, escoamentos sem transporte sedimentar podem imperar o que poderá induzir erosões significativas, especialmente, se as condições próximas do limite de transporte sedimentar se mantiverem durante demasiado tempo.

Como, em geral, os eventos de cheia são espaçados no tempo, os fundos do rio apresentam alguma capacidade de recuperação e há uma subida do nível geral do leito. Contudo, esta recuperação dificilmente será total e o rio, de uma forma mais ou menos lenta, é erodido, com especial relevo nas zonas em redor de obstáculos, como os pilares e os encontros.

Em anos hidrológicos mais chuvosos podem ocorrer eventos de cheia menos espaçados no tempo e o restabelecimento do sistema morfológico do rio torna-se mais moroso. Este fenómeno prende-se com o efeito de persistência dos caudais elevados em episódios de cheia que não permitem uma restituição do material do fundo. É necessário ter em conta que a profundidade das cavidades de erosão e o desassoreamento do leito do rio registados em eventos de cheia pouco espaçados no tempo podem ser superiores aos registados durante um cenário de cheia associado a um período de retorno muito elevado, em que o valor máximo do caudal é bastante superior.

3.3.1 - CARACTERIZAÇÃO DO TEMPO DE EQUILÍBRIO E PROFUNDIDADE DE EQUILÍBRIO EM ENSAIOS LABORATORIAIS

Em ensaios laboratoriais conduzidos sem transporte sólido generalizado, observam-se, também as três fases de evolução da cavidade de erosão, atrás descritas: *fase inicial*, *fase principal* e *fase de equilíbrio*. As diferentes fases são identificáveis, graficamente, representando $h_s(t)$ em função de $\log(t)$. Na fase de equilíbrio, a cavidade de erosão deixa, praticamente, de evoluir, sendo que se considera que a profundidade de equilíbrio máxima é atingida. No entanto, vários autores, entre eles Franzetti et al (1982), afirmaram que a estabilização do fenómeno das erosões localizadas é questionável, tanto mais que não se encontra na literatura um conjunto de registos de ensaios muito longos para provar a existência da situação final de equilíbrio (Couto, 2005).

Segundo alguns autores, o equilíbrio só é atingido para um tempo infinito, enquanto outros discordam deste conceito e sugerem equações para avaliar o tempo necessário para se alcançar o equilíbrio. Constata-se, assim, que a duração do processo erosivo é ainda difícil de definir à luz dos conhecimentos actuais. Verifica-se então uma relativa variação no tempo considerado necessário para atingir a profundidade de erosão de equilíbrio propostos por os diferentes autores. A tabela 1, inclui os limites de duração de ensaios conduzidos por diversos autores em estudos de erosões em pilares e encontros de pontes (Couto, 2005).

Tabela 1 - Limites de duração de ensaios conduzidos por diversos autores (Couto, 2005).

Estudos	Duração dos Ensaios (horas)		Tempo de Equilíbrio (horas)	
	Min.	Máx.	Min.	Máx.
Veiga da Cunha 1973	96	170	50	> 167
Ettema 1976	25	160	10	> 116
Franzetti et al. 1982	110	236		
Kwan 1988	75	166	50	163
Dongol 1994	60	226	50	158
Cardoso e Bettess 1999	79	142	27	120
Santos 1999	54	237	22	120
Melville e Chiew 1999			3	119

Merecem especial referência, três métodos propostos para tentar estabelecer a profundidade de equilíbrio, h_{se} , tendo por base a evolução temporal das profundidades de erosão dos ensaios e um método baseado numa formulação de previsão do tempo de equilíbrio, sendo de seguida descritos:

1. Cardoso e Bettess (1999) – Segundo este método, o equilíbrio é identificado a partir da representação da profundidade de erosão em função do logaritmo do tempo. O tempo de equilíbrio corresponde ao instante em que a fase principal de erosão muda para a fase de equilíbrio, sendo esta mudança identificada pela mudança de declive (ver figura 17). A profundidade de equilíbrio, h_{se} , é a correspondente profundidade de erosão nesse ponto.

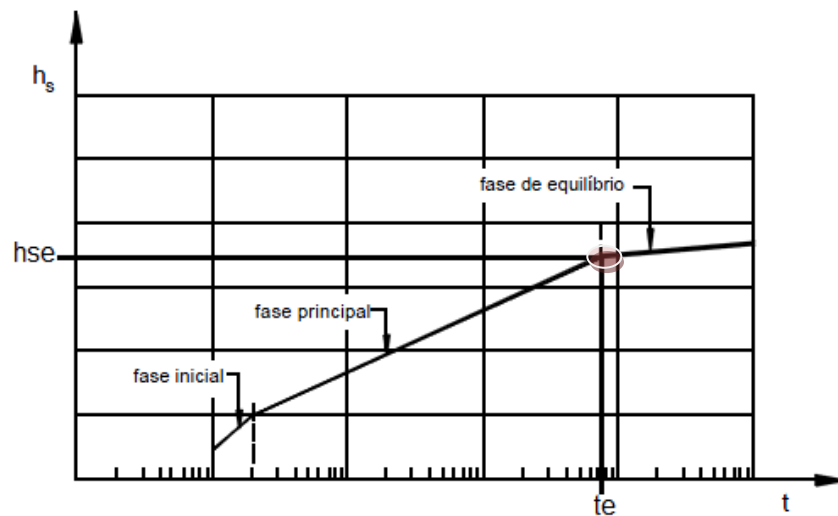


Figura 17 - Definição de tempo de equilíbrio e da profundidade de equilíbrio segundo (adaptado de Cardoso e Bettess, 1999).

2. Melville e Chiew (1999) – Segundo estes autores o tempo de equilíbrio é definido como o tempo decorrido até que a variação de h_s seja inferior a 5% da dimensão do diâmetro do pilar durante um período de 24 horas.
3. Fael (2007) – Este método é, conceptualmente, semelhante ao anterior, sendo que, neste caso, a autora considerou que o equilíbrio seria atingido quando o aumento da profundidade de uma cavidade em 24 horas fosse inferior a $2D_{50}$, ou seja, quando se verificasse a seguinte condição:

$$h_s(t + 24h) - h_s(t) < 2D_{50} \quad (18)$$

4. Melville e Chiew (1999) apresentaram também uma fórmula de previsão do tempo de equilíbrio para ensaios realizados em laboratório, onde t_M , vem expresso em dias;

$$t_M = 30,89 \frac{D_c}{U} \left(\frac{U}{U_c} - 0,4 \right) \left(\frac{h}{D_c} \right)^{0,25} \quad (19)$$

3.4 - EFEITO DA ALTURA DO ESCOAMENTO

O padrão tridimensional do escoamento, devido a presença de um pilar é bastante complexo, o que impede uma determinação analítica do efeito da profundidade do fluxo, h , sobre a profundidade da cavidade de erosão máxima originada por águas sem transporte sedimentar. No entanto, vários trabalhos experimentais mostram que para pequenos fluxos a cavidade de erosão aumenta com o aumento da relação h/D_c . (Breusers e Raudkivi, 1991)

Pode-se referir dois aspectos:

1. A altura de escoamento, h , afecta a velocidade de atrito junto ao fundo, u^* . Sendo $u^* = \sqrt{ghi}$ um aumento de altura provoca o aumento da velocidade de atrito junto ao fundo, o que por sua vez influencia a profundidade da cavidade de erosão.
2. Por outro lado, se se mantiver constante a relação entre a velocidade de atrito junto ao fundo e a velocidade de atrito crítica, u^*/u^*_c , uma alteração da altura de escoamento provoca a alteração da importância relativa das várias estruturas organizadas do escoamento junto ao obstáculo, fazendo variar a profundidade máxima da cavidade de erosão.

A influência da altura de escoamento verifica-se em ambas as situações de escoamento com, ou sem transporte sólido generalizado (Couto, 2005).

A redução da profundidade da cavidade de erosão com a redução da altura de escoamento, para u^*/u^*_c constante, é atribuível a três principais razões (Dongol, 1994):

1. O escoamento descendente diminui de intensidade para menores valores de h/b , em que b corresponde à largura do pilar;
2. A importância relativa da superfície de enrolamento aumenta para valores baixos de h , enfraquecendo a acção do vórtice principal, pelo facto de terem sentidos de rotação contrários;
3. A barra de sedimentos que se forma a jusante do obstáculo pode elevar-se até próximo da superfície livre, contribuindo para a alteração da estrutura do escoamento em volta do obstáculo, o que influencia a profundidade de erosão.

Kandasamy (1989) propõe uma representação que põe em evidência, que o comprimento característico do obstáculo, L , é a variável adequada para exprimir a relação entre h_{se} e h independentemente de se tratar de um obstáculo saliente de uma margem ou de um pilar. Conclui-se, ainda, que existe um valor limite de h/L a partir do qual h_{se} é independente de h , sendo esse limite para $h/L > 6$, como indicado na figura 18. Estes estudos foram realizados para as condições de movimento incipiente.

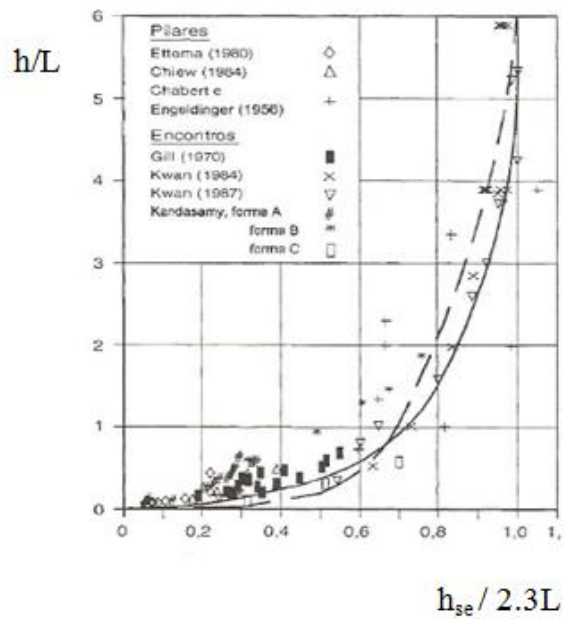


Figura 18 - Variação da altura do escoamento com a profundidade de erosão (Adaptado de Kandasamy, 1989).

Basak (1975), demonstrou que na erosão com transporte sólido, a profundidade do escoamento tem um efeito semelhante a originada sem transporte sólido, evidenciando que para baixos valores de h/D_c a cavidade de erosão também é menor como indica a figura 19 (Chiew, 1984).

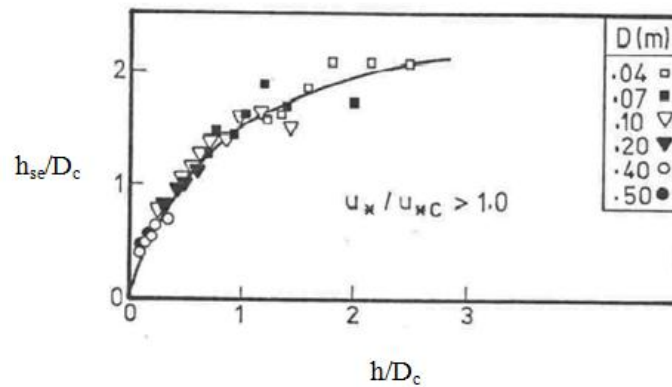


Figura 19 - Profundidade de erosão em função da altura do escoamento no caso de movimento com transporte sedimentar (Basak, 1975).

3.5 - EFEITO DA LARGURA DO PILAR

Este efeito é representado pela influência que a relação entre a altura de escoamento, h , e a largura do pilar b tem na profundidade da cavidade de erosão. Para grandes alturas de escoamento, comparadas com a largura do pilar ($b/h < 0,7$), a profundidade de erosão aumenta, proporcionalmente, com a largura do pilar e é independente da altura do fluxo de escoamento, h . Isto porque a energia do vórtice em ferradura e o escoamento descendente associado ao vórtice, estão relacionados com a largura do pilar e não com a altura de escoamento.

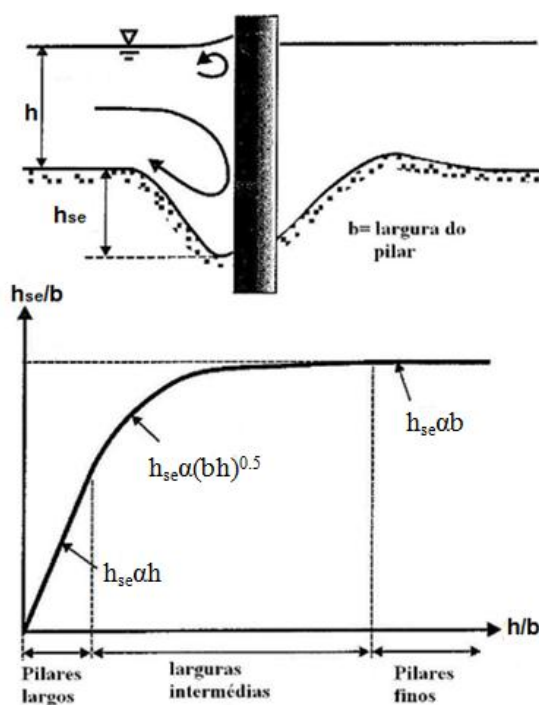


Figura 20 - Variação das profundidades de erosão para alturas de escoamento intermédias (adaptado de Melville e Coleman, 2000).

Em pilares largos ($b/h > 5$), no centro da face virada a jusante, onde o movimento do fluido é reduzido, a erosão é reduzida e esta zona torna-se ineficaz na formação de processos erosivos, sendo a profundidade de erosão dependente apenas da altura do escoamento, h .

Para pilares de largura média ou alturas de escoamento médias ($0,7 < b/h < 5$), a altura de escoamento influencia a profundidade de erosão quando o vórtice em ferradura ou o escoamento descendente são afectados pela formação da superfície de enrolamento. Para alturas elevadas do escoamento, enquanto estes não interagem mutuamente, a profundidade de erosão é independente da altura de escoamento. Com a diminuição da altura de escoamento, a superfície de enrolamento torna-se mais dominante e os vórtices que se desenvolvem na base do pilar tornam-se incapazes de mover sedimentos, sendo que a profundidade de erosão é menor que para escoamentos profundos (Melville e Coleman, 2000).

3.6 - EFEITO DO TAMANHO DOS SEDIMENTOS DO LEITO

O tamanho dos sedimentos é um dos factores que exerce influência no desenvolvimento da formação da cavidade de erosão. Nos rios, em que o leito é constituído por sedimentos uniformes, a profundidade de erosão local não é afectada pela existência de material de grandes dimensões, excepto se essas partículas forem, consideravelmente, grandes. Estudos realizados em laboratório mostraram que a profundidade de erosão não é afectada para relações de $b / D_{50} > 50$ (Melville e Coleman, 2000).

Ettema (1980) refere que no caso em que a largura do pilar é próxima do tamanho médio dos sedimentos, a dimensão destes é relativamente grande provocando uma dissipação da energia do escoamento através do contacto deste com os poros do material do fundo. Assim, o escoamento perde capacidade de transporte dos sedimentos e o desenvolvimento do processo de erosão é impedido. Para

relações de $b/D_{50} < 8$, a erosão apenas se verifica, então, na zona lateral do pilar, pois as partículas são demasiado grandes em relação ao pilar e não ocorre movimento de material sólido

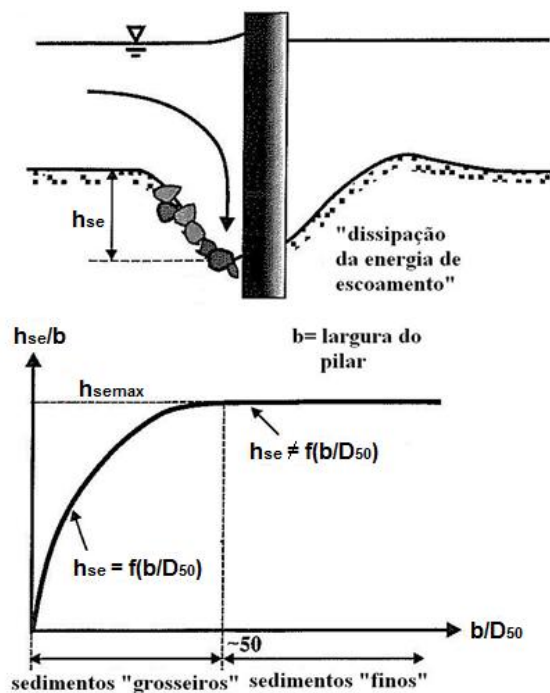


Figura 21 - Variação da profundidade de erosão com a granulometria dos sedimentos (adaptado de Melville e Coleman, 2000).

Couto e Cardoso (2001) referem, ainda, que para um material do fundo com $D_{50} < 0,6-0,7 \text{ mm}$ ocorre formação de rugas para valores de velocidade média do escoamento inferiores à velocidade crítica, visto os sedimentos serem demasiado finos. Desta forma, em condições sem transporte sólido generalizado, estes sedimentos alimentam a cavidade de erosão provocando uma diminuição da profundidade.

Sheppard (FDT, 2005), apresentou um método de previsão da profundidade máxima de erosão, exposto no capítulo 4, em que refere que para relações de $b/D_{50} < 50$ a evolução da profundidade de erosão máxima, tem um comportamento muito semelhante ao apresentado por Melville e Coleman (2001), atingindo um máximo também para $b/D_{50} \approx 50$. No entanto, para valores de $b/D_{50} > 50$, como se observa na figura 22, a formulação de Sheppard indica uma diminuição da profundidade máxima de equilíbrio, diminuindo essa que vai diminuindo de intensidade em função do aumento de b/D_{50} , contrapondo-se aos estudos realizados por Melville e Coleman (2000) que afirmam que para relações $b/D_{50} > 50$ não existe a influência deste parâmetro na profundidade de erosão.

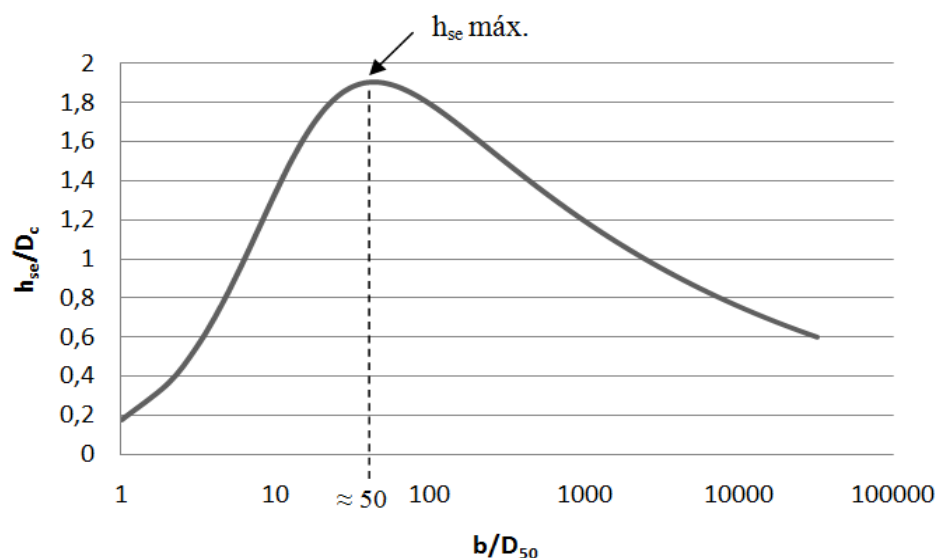


Figura 22 - Profundidade de erosão em função de b/D_{50} para um pilar circular com $h/D_c=1$ e $U/U_c=0,97$ (adaptado de FDT, 2005)

3.7 - EFEITO DA DENSIDADE DO MATERIAL DO FUNDO DO LEITO

Existem ainda poucos estudos que tenham tentado compreender e caracterizar as erosões localizadas em fundos móveis constituídos por materiais diferentes das areias naturais. Os que existem não são conclusivos quanto ao efeito isolado da densidade.

Na maioria dos casos, o material do leito do rio é constituído por areias, gravilhas ou material rochoso de densidade semelhante, pelo que as formulações existentes têm como base os correspondentes valores de densidade. Assim, caso sejam usadas, por exemplo em trabalhos experimentais, materiais de fundo de densidade diferente será, em primeira análise, necessário adaptar as formulações existentes aos valores correspondentes, com o intuito de minimizar erros nos resultados finais.

Na realidade, a densidade do material que constitui o fundo do rio é relevante na modelação física para estudo do seu efeito na formação e desenvolvimento da cavidade de erosão. É necessário estabelecer, correctamente, uma relação entre as escalas geométricas do modelo e as erosões localizadas. (Couto e Cardoso, 2001).

Couto e Cardoso (2001) expõem que, em geral, o ritmo de escavação e a sua profundidade crescem com a diminuição da densidade do material. Todavia, as conclusões apresentadas por Cristina Fael (2007), após a realização de ensaios experimentais para análise deste factor no processo de erosão, mostram que, ao contrário do atrás indicado, as profundidades de erosão tendem a diminuir com a diminuição da densidade do material do fundo.

3.8 - EFEITO DA ORIENTAÇÃO DO PILAR COM O ESCOAMENTO

A profundidade de erosão é bastante influenciada pela orientação do escoamento com o pilar, com excepção dos pilares cilíndricos, dado que as suas dimensões não variam ao longo do seu perímetro. A cavidade de erosão é, assim, função da largura projectada na direcção normal ao escoamento. Com efeito, um pilar longo, que tenha um ângulo de ataque, ou seja um ângulo de orientação com o escoamento, grande, vai ter uma cavidade de erosão, substancialmente, maior do que um pilar mais

curto ou com um ângulo de ataque inferior. Com o aumento do ângulo de orientação do pilar com o escoamento, o ponto máximo de profundidade da cavidade de erosão move-se, progressivamente, para a parte de trás do pilar, como assinalado na figura 23. O ponto em que ocorre a maior profundidade de erosão depende, assim, da razão entre comprimento do pilar com a sua largura (Breusers e Raudviki, 1991).

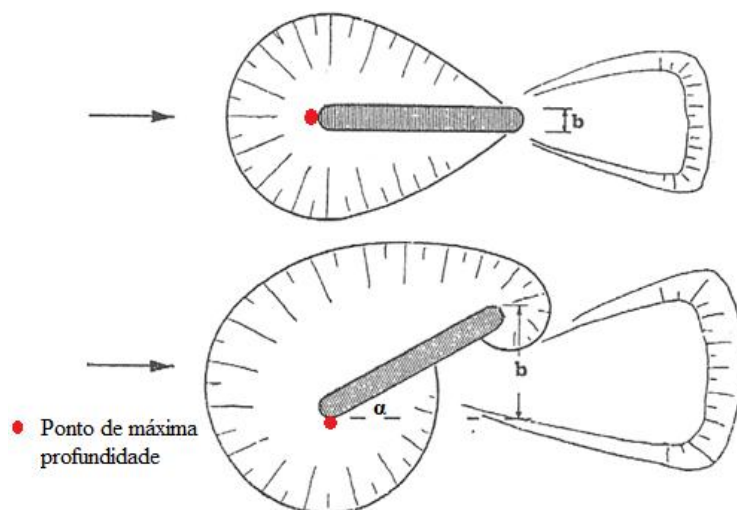


Figura 23 - Esquema das cavidades de erosão, com um pilar alinhado com o escoamento e um pilar desalinhado (adaptado de Breusers e Raudviki, 1991).

Laursen e Toch (1956), propuseram um gráfico que permite traduzir a influência do ângulo de orientação do pilar com o escoamento na profundidade de erosão. Essa influência é expressa num coeficiente, K_α . Este coeficiente relaciona a profundidade de erosão para um dado valor de orientação com o correspondente à de um pilar alinhado com o escoamento. Pela observação da figura 24, verifica-se que quanto maior for a razão entre o comprimento do pilar e a sua largura maior será K_α , assim como, quanto mais elevado for o ângulo de ataque do escoamento maior vai ser esse coeficiente, que atinge um máximo para $\alpha=90^\circ$.

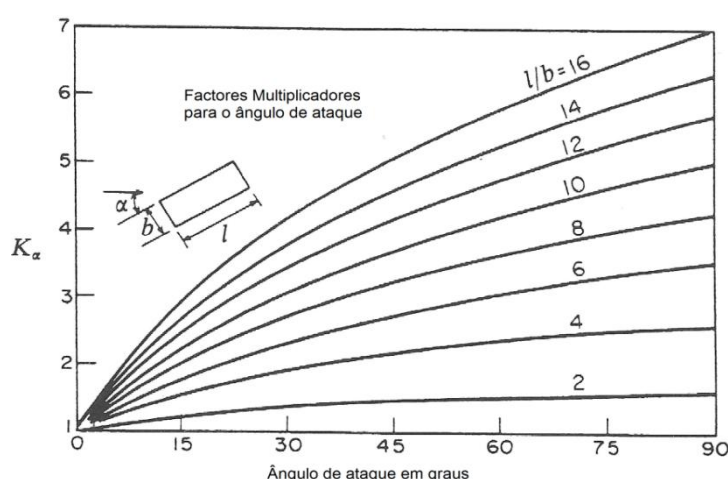


Figura 24 - Factor de orientação, K_α , para pilares não alinhados com o escoamento (adaptado de Laursen e Toch, 1956).

3.9 - EFEITO DA FORMA DO PILAR

Objectos colocados no escoamento são, frequentemente, projectados e pensados com formas que têm como objectivo reduzir a erosão e reduzir os vórtices e perturbação do escoamento em geral. No entanto, essa racionalização só é eficaz se a forma do pilar estiver alinhada com o escoamento (Raudviki, 1991).

O efeito da forma do pilar, tal como no caso do alinhamento, pode ser tido em conta por um factor de forma, K_f . No entanto, esta é uma abordagem aproximada, não só porque existe uma grande variedade de formas, mas especialmente, porque estas podem modificar-se com o decorrer do tempo, o que se pode dever, por exemplo, a detritos presos durante cheias ou devido ao gelo (Raudviki, 1991).

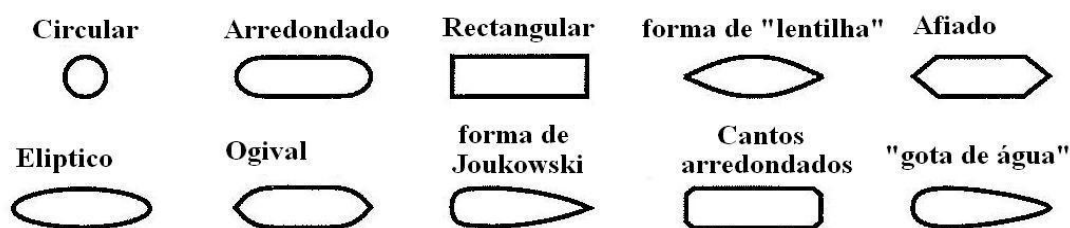


Figura 25 - Formas de pilares correntemente utilizados (adaptado de Melville e Coleman, 2000).

As profundidades de erosão dependem da obstrução que os diferentes obstáculos fazem ao escoamento. Para se poder fazer qualquer comparação de dados de diferentes trabalhos laboratoriais referentes a diferentes formas de pilares, considera-se, igualmente, uma forma de pilar standard, sendo esta a forma circular. Os efeitos erosivos das outras formas são, assim, tidos em conta multiplicando os correspondentes factores de forma pelo valor da profundidade relativa da forma standard.

Nesta análise, é necessário diferenciar entre pilares uniformes, ou seja, pilares que mantêm as suas características geométricas ao longo do seu comprimento, e pilares não uniformes (ou complexos). Estes últimos, mais comuns, são tipicamente constituídos pelo pilar propriamente dito, por um maciço de encabeçamento e por um conjunto de estacas cravadas ou moldadas no leito (ver figura 26).

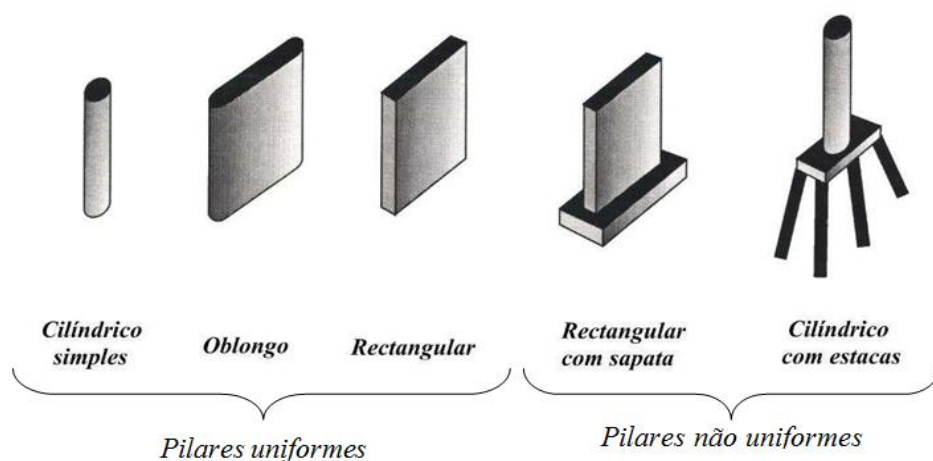


Figura 26 - Formas habituais de pilares de pontes e dos seus elementos de fundação (adaptado de Melville e Coleman, 2000).

3.9.1 – PILARES UNIFORMES

Os factores de forma para pilares uniformes foram sendo propostos por variados investigadores, ao longo da última década. A tabela 2 pretende resumir alguns dos mais significantes, no entanto, os factores de forma só têm significado real quando o ângulo de orientação do pilar com o escoamento $\alpha = 0^\circ$. Isto, porque uma pequena inclinação na direcção do escoamento irá eliminar qualquer efeito benéfico que a hidrodinâmica da forma do pilar possa ter.

Tabela 2 - Factores de forma no caso de pilares uniformes alinhados com o escoamento (Rui Cardoso, 2008).

Forma	l/b	Tison (1940)	Laursen & Toch (1956)	Chabert & Engeldinger (1956)	Garde (1961)	Larras (1963)	Venkatadri (1965)	Maza Alvarez (1968)	Dietz (1972)	Neill (1973)	Richardson and Davis (1995)
Circular	1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0		1,0
Arredondado	4	1,0	1,0	1,03	1,0	1,0	1,0	1,0	0,85		1,0
Rectangular	1								1,22		
	3								1,08		
	4	1,24									
	5								0,99		
Quadrado			1,11		1,11	1,11		1,24		1,33	1,1
Afiado										0,80	0,90
Forma de lentilha	2		0,89			0,91					
	3		0,78			0,76					
	4	0,59		0,73		0,76					
	7									0,80	
Parabólico							0,56			0,80	
Face triangular 60°		0,77					0,75	0,73	0,65		
Face triangular 90°							1,25	1,0	0,76		
Elíptico	2		0,89			0,91			0,83	1,0	
	3		0,83			0,83			0,80		
	5								0,99		
Ogival	4			0,92		0,92					
Joukowski	4			0,86		0,86					
Com cantos arredondados	4								1,01		
Gota de água	3,5								0,80		

3.9.2- PILARES COMPLEXOS

A forma dos pilares afecta a profundidade de erosão em seu redor. Por exemplo, no caso de pilares com secção cónica, em que o diâmetro cresce no sentido descendente, a profundidade de erosão é superior à profundidade de um pilar cilíndrico de igual diâmetro. Nos casos em que o pilar está fundado num elemento de maiores dimensões o efeito pode ser benéfico se a fundação estiver completamente abaixo do nível geral do leito, devido à intercepção do escoamento descendente. Todavia, no caso em que o topo do elemento de fundação, como o caixão, a sapata ou o maciço de encabeçamento, atinge o nível do leito ou até o ultrapassa, o efeito pode ser contrário ao desejado (Melville e Coleman, 2000).

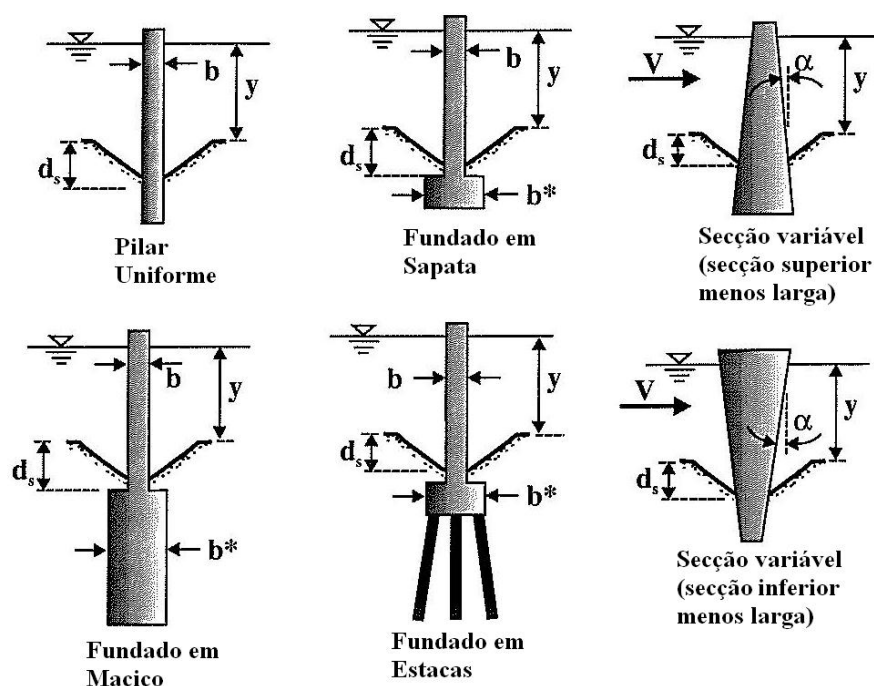


Figura 27 - Exemplos de diversos tipos de pilares (adaptado de Melville e Coleman, 2000).

Para os pilares complexos, as estimativas de erosão são baseadas, respectivamente, na largura do pilar e das fundações, sendo que além da largura destas há que avaliar, também, a altura e a velocidade do escoamento junto do topo da fundação. Melville e Coleman estabelecem cinco casos de erosão local que são possíveis de ocorrer (ver figura 28):

Caso I – O topo da sapata, do maciço de encabeçamento ou do caixão de fundação encontra-se abaixo da base da cavidade de erosão. A profundidade de erosão não é afectada pelo elemento de maiores dimensões.

Caso II – O topo da sapata, do maciço de encabeçamento ou do caixão de fundação encontra-se acima da base da cavidade de erosão, mas a um nível inferior à cota geral do leito. A profundidade de erosão é, geralmente, reduzida devido à intercepção do escoamento descendente pelo elemento de fundação.

Caso III – O topo da sapata, do maciço de encabeçamento ou do caixão de fundação encontra-se acima do nível geral do leito do rio. Neste caso, a profundidade tanto pode ser reduzida como aumentada em relação à situação padrão. No caso de o elemento de fundação ser um caixão ou um maciço de encabeçamento, verificar-se-á um aumento da profundidade de erosão.

Caso IV – O topo da sapata, do maciço de encabeçamento ou do caixão de fundação encontra-se acima do nível da superfície livre do escoamento. Este caso corresponde a máxima profundidade de erosão para o conjunto formado entre o pilar e o elemento de fundação. Contudo, no caso do pilar estar fundado em estacas, isto poderá não se verificar.

Caso V – As estacas nas quais o pilar está fundado estão acima do nível da superfície livre do escoamento. Hannah (1978), indicou que a profundidade máxima de erosão que se verifica nesta situação é função da dimensão do grupo de estacas.

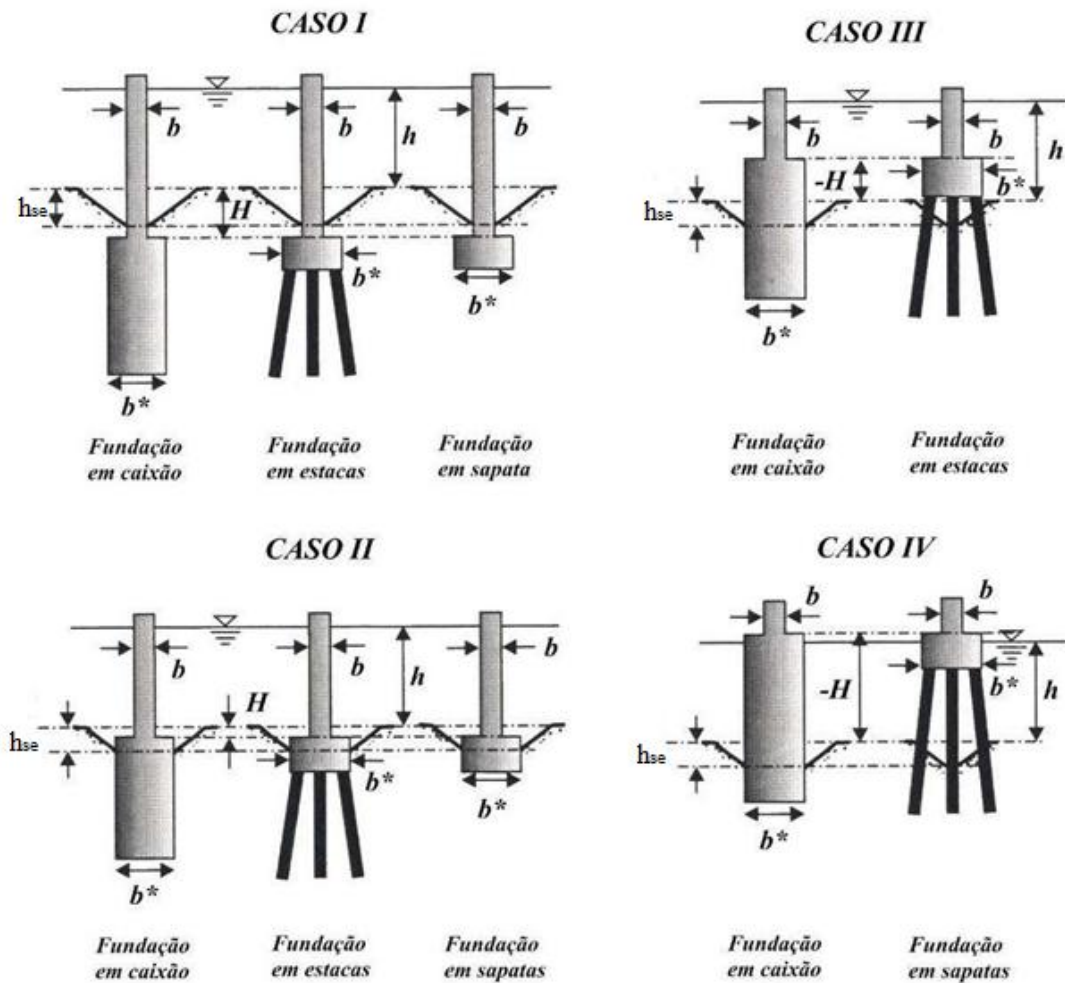


Figura 28 - Quatro casos particulares de pilares não uniformes (adaptado de Melville e Coleman, 2000).

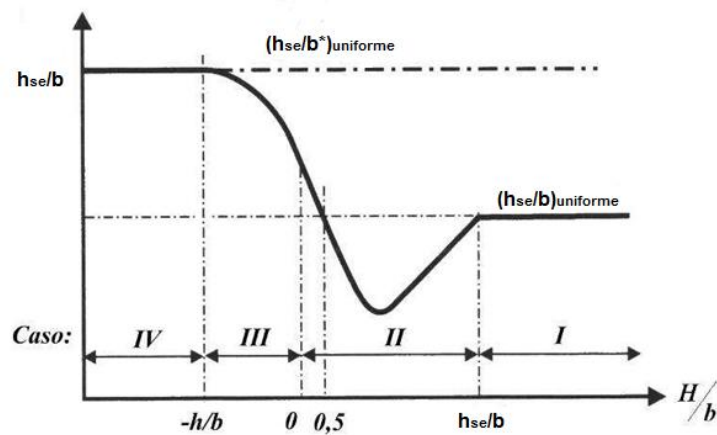


Figura 29 - Variação da profundidade de erosão para pilares complexos (adaptada de Melville e Coleman, 2000).

De acordo com a figura 29, pode constatar-se que para o Caso I, a profundidade de erosão é inalterada pela presença das fundações, enquanto que para o Caso II, a erosão localizada é reduzida devido as fundações interceptarem o escoamento descendente o que produz um efeito benéfico. Já no Caso III existe um aumento da erosão. A erosão máxima ocorre no Caso IV, sendo a fase em que a estrutura está numa situação em que põe em risco a sua estabilidade.

Melville e Raudkivi, em 1996, elaboraram um estudo detalhado de erosão localizada para um pilar circular não uniforme, de diâmetro D e com uma fundação também circular e de diâmetro D^* . A relação D/D^* variava entre 0,12 e 1 para os três primeiros casos de posição do topo da fundação atrás referidos. Este estudo aponta que a erosão induzida pelo pilar uniforme equivalente ao pilar não uniforme induz, no mínimo, a mesma profundidade de erosão que o pilar não uniforme (ver figura 30).

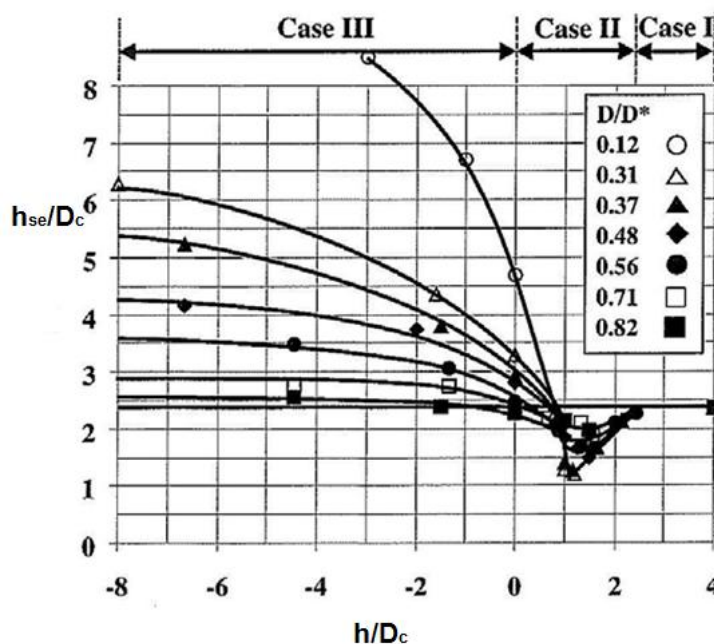


Figura 30 - Influência da não uniformidade dos pilares na profundidade de erosão localizada (adaptado de Melville e Coleman, 2000).

Para pilares de secção variável, também estes não uniformes, quando a base do pilar é constituída por uma secção menor ter-se-á maiores profundidades de erosão em relação a um pilar standard com a mesma largura (diâmetro) e vice - versa. Os parâmetros de ajuste, relativamente a estes pilares, foram desenvolvidos por diferentes investigadores que contribuíram com diferentes ensaios laboratoriais, dos quais se referem Neill (1973), Chiew (1984) e mais recentemente Breusers e Raudkivi (1991).

3.10 - EFEITO DO NÚMERO DE FROUDE

O número de Froude, Fr , é um parâmetro adimensional que permite relacionar as forças de inércia e as forças de gravidade num elemento sujeito a forças hidrodinâmicas.

Numerosas fórmulas de cálculo existentes, frequentemente, têm como apoio a modelação física, como é o caso de diversas expressões de natureza semi-empírica. Desta forma, para que as estimativas fornecidas pelas expressões de cálculo traduzam com relativa confiança a situação real, é necessário que o modelo respeite determinadas condições.

Ettema (1988), entre outros, apresentou alguns dados que sugeriam que a profundidade de erosão junto aos pilares não é linearmente dependente da largura dos mesmos a não ser que haja uma semelhança geométrica completa entre o pilar, escoamento e sedimentos do leito. A não linearidade pode acontecer nos estudos laboratoriais conduzindo a valores da relação da profundidade de erosão como a largura do pilar muito superiores ao que, normalmente, acontecem *in situ*.

A profundidade de erosão pode aumentar com o aumento do número de Froude. O quadrado deste parâmetro adimensional permite a descrição dos gradientes de energia do escoamento em redor do pilar. Pode ser adoptado para expressar a relação entre a pressão do escoamento e a largura do pilar. É importante que, na modelação física destes fenómenos, o campo de pressões seja mantido o mais próximo da situação real. Logo, é conveniente que a relação entre as pressões e as dimensões dos elementos da ponte no modelo seja igual à verificada no protótipo, para que haja concordância entre as duas situações (Melville e Coleman 2001)

Os estudos levados a cabo por Ettema (1998) não foram suficientes para quantificar a influência do número de Froude na erosão localizada junto de pilares. No entanto, tudo aponta para que exista um máximo para a profundidade de erosão em pilares circulares, de aproximadamente $2,4D_c$, o mesmo máximo apontado que o apontado por Kandasamy (1989) sem que seja tido em conta este efeito. Assim, este efeito parece não agravar a profundidade de erosão, pelo que, em primeira análise, poderá ser desprezado.

3.11 - EFEITO DA TURBULÊNCIA

Na realização de ensaios em modelos reduzidos para o estudo da erosão em pilares de pontes, verifica-se que as formulações obtidas quando aplicadas em casos concretos reais, muitas vezes são conservativas, dando valores maiores que os obtidos na realidade. Ettema et al (2006), apresentaram recentemente um estudo que aponta como possível causa o efeito da turbulência gerada pela interacção do escoamento com o pilar.

A simulação hidráulica deste fenómeno permite sustentar que existem três escalas de comprimento distintas: a escala dos diâmetros dos sedimentos, a escala das alturas do escoamento e a escala das velocidades do escoamento. A diferença existente entre estas três escalas leva a erros de semelhança quando as dimensões dos três elementos variam substancialmente, porque afectam o processo de geração da turbulência. Assim, a formação e o desenvolvimento dos vórtices que provocam a erosão dos fundos poderá ser diferente em modelo reduzido e no protótipo, conduzindo a erros significativos nas estimativas (Ettema et al. 2006).

Ettema et al. (2006) estudaram a influência de dois parâmetros adimensionais que traduzem a semelhança hidráulica da frequência de formação dos vórtices de esteira, $\rho \cdot U \cdot D_c / \mu$, e a semelhança da energia desses mesmos vórtices, $U^2 / g \cdot D_c$. O último factor está relacionado com a capacidade de os sedimentos serem levantados e arrastados para jusante. Um aumento da energia destas estruturas turbulentas resulta num acréscimo de sedimentos mobilizados (Ettema et al., 2006).

Os mesmos investigadores concluíram, na sequência dos vários ensaios realizados, que tanto a frequência como a energia dos vórtices de esteira aumentam com a diminuição do tamanho do diâmetro do pilar. Assim, uma das possíveis causas para os erros obtidos nas estimativas com a aplicação das expressões analíticas reside na falta de semelhança hidráulica da turbulência, devido aos pilares de pequenas dimensões utilizados em laboratório. Com a aplicação a elementos de maiores dimensões, como os pilares reais das pontes, a turbulência gerada é menor fazendo com que a capacidade de remoção dos sedimentos diminua e a profundidade de erosão decresça. Como as equações existentes não têm este factor em conta os resultados obtidos são superiores aos verificados

no terreno. Na Figura 31 são apresentados os valores obtidos nos ensaios realizados, em forma de gráfico (Ettema et al. 2006).

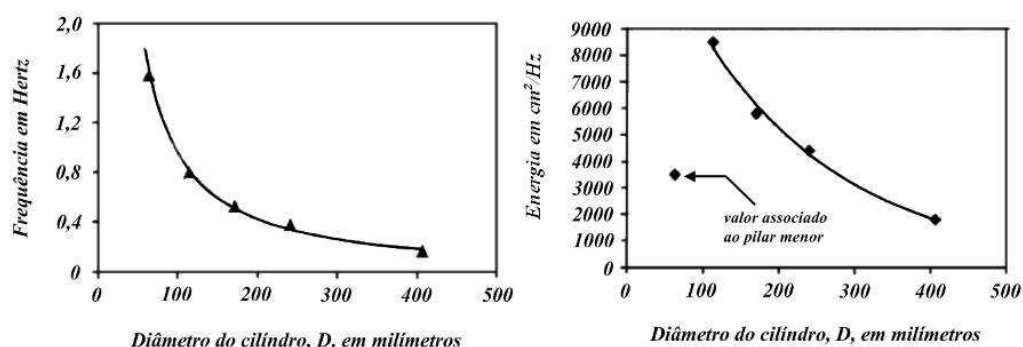


Figura 31 - Frequência e energia dos vórtices de esteira nos pilares ensaiados (adaptado de Ettema et al., 2006).

Com o sentido de minorar este efeito foi proposto um coeficiente de ajuste que pode ser aplicado às equações existentes, com o objectivo de corrigir a falta de semelhança das estruturas turbulentas do escoamento.

Com base no estudo realizado com pilares cilíndricos, Ettema et al. propõem um coeficiente K_w , que tem em conta os efeitos de escala das estruturas de turbulência do escoamento tendo como diâmetro base, D_{p0} , um cilindro de 400 mm. No entanto, apenas sugerem que a aplicação da fórmula 20 seja limitada a valores de $1,0 \leq D_{p0}/D_c \leq 6,25$. Esta fórmula foi obtida em condições sem transporte sólido generalizado mas os investigadores referem que o seu uso pode ser alargado para condições com transporte sólido.

$$K_w = 0,95 \times \left(\frac{D_{p0}}{D_c} \right)^{-0,26} \quad (20)$$

Com este importante passo, denota-se que se estará a progredir no sentido de obter metodologias cada vez mais fiáveis na previsão da erosão em pilares fundados nos leitos dos rios. No entanto, são necessários mais estudos, como este, para tentar compreender o efeito que a turbulência provoca de maneira a minimizar o erro obtido da extrapolação do modelo para o protótipo.

4

PREVISÃO DA PROFUNDIDADE MÁXIMA DE EQUILÍBRIO

A erosão que ocorre nos pilares de uma ponte colocados num rio pode ser, como já referido, devido à erosão geral, por contracção e localizada. Sendo que o presente é focado no estudo da erosão localizada.

O presente capítulo dedica-se ao estudo da erosão localizada devido à existência de um pilar simples uniforme no escoamento, sendo um dos propósitos da actividade experimental efectuada a comparação dos valores da profundidade de equilíbrio obtidos com os valores estimados nas equações existentes na bibliografia consultada.

Os subcapítulos seguintes debruçam-se sobre algumas metodologias utilizadas no cálculo da profundidade de erosão localizada em diversos tipos de pilares sujeitos a diferentes condições de escoamento. Existem métodos de cálculo distintos tanto na forma de abordagem como na gama de parâmetros constituintes do cálculo.

As equações de previsão da profundidade de erosão localizada devido a presença de pilares de pontes, de seguida apresentadas, têm como características o facto de serem equações, na sua generalidade, empíricas e semi-empíricas que foram marcando o estudo deste fenómeno ao longo dos anos. Algumas dessas equações são muito simplistas incluindo poucos parâmetros que influenciam no processo de erosão.

Dentro das propostas referenciadas será dada uma maior atenção as formulações propostas Melville e Coleman (2000), Couto e Cardoso (2001), Richardson e Davis (2001) e Sheppard (2005). Estas quatro expressões foram consideradas como sendo as mais importantes na estimativa da profundidade de erosão, quer pela recomendação no seu uso, quer pela quantidade de parâmetros que incluem no processo de erosão.

Pretende-se também introduzir os conceitos e metodologias de cálculo da profundidade de erosão para o caso de pilares complexos, sendo apresentada a abordagem de Melville e Coleman (2000) e de Sheppard (2005).

4.1 – PREVISÃO DA PROFUNDIDADE DE EQUILÍBRIO EM PILARES UNIFORMES

4.1.1 – PROPOSTA DE MELVILLE E COLEMAN (2000)

A proposta apresentada por Melville e Coleman consta na equação (21), sendo que esta tanto pode ser aplicada em condições com transporte sólido, como em condições sem transporte sólido. Esta proposta é bastante completa, tendo em atenção um grande número de factores que intervêm no processo erosivo, tratando-se de uma significativa evolução em relação aos métodos existentes.

$$h_{se} = K_h K_I K_D K_f K_\alpha K_t \quad (21)$$

Onde,

K_h – Parâmetro que traduz a relação entre as dimensões do pilar e a profundidade do escoamento;

K_I – Parâmetro que traduz o efeito da intensidade do escoamento;

K_D – Parâmetro que traduz que traduz as características dos sedimentos;

K_f – Parâmetro que traduz o efeito da forma do pilar;

K_α – Parâmetro que traduz o efeito do ângulo de alinhamento do pilar em relação ao escoamento;

K_t – Parâmetro que traduz o efeito do tempo.

- K_h

Para o caso de pilares cilíndricos, o parâmetro que traduz a relação entre as dimensões do pilar e a profundidade do escoamento é dado por:

$$K_h = \begin{cases} 2,4 D_c & , se & D_c/h < 0,7 \\ 2\sqrt{hD_c} & , se & 0,7 < D_c/h < 5,0 \\ 4,5h & , se & D_c > 5,0 \end{cases} \quad (22)$$

- K_I

O parâmetro que traduz o efeito da intensidade do escoamento é expresso na equação (23), sendo que, U_a , representa a velocidade do escoamento que conduz à rotura da camada de encouraçamento que se forma quando o material do fundo não é uniforme. Quando o material é uniforme, $U_a = U_c$.

$$K_I = \begin{cases} \frac{U-(U_a-U_c)}{U_c} & se & \frac{U-(U_a-U_c)}{U_c} < 1 \\ 1 & se & \frac{U-(U_a-U_c)}{U_c} \geq 1 \end{cases} \quad (23)$$

- K_D

O parâmetro K_D , para sedimentos uniformes e não-uniformes, é dado pela equação 24.

$$K_D = \begin{cases} 0,57 \log \left(2,24 \frac{D_c}{D_{50}} \right) & se & \frac{D_c}{D_{50}} \leq 25 \\ 1 & se & \frac{D_c}{D_{50}} > 25 \end{cases} \quad (24)$$

- K_f

Para pilares simples uniformes os valores a adoptar para K_f são expressos na tabela 3. Estes valores são retirados do trabalho realizado por Melville (1997). Estes valores devem ser considerados apenas em pilares alinhados com o escoamento, ou seja, para casos em que $\alpha = 0^\circ$.

Tabela 3 - Coeficientes de forma do pilar, K_f

Forma da fundação do pilar	Valor de K_f
Circular	1,0
Extremidade redonda	1,0
Extremidade quadrada	1,1
Extremidade angulosa	0,9

- K_α

Para o caso de pilares cilíndricos o parâmetro que traduz o efeito do ângulo de alinhamento do pilar em relação ao escoamento toma o valor de 1,0. Para o caso de pilares não cilíndricos o valor de K_α toma o valor da equação 25 em que l representa a profundidade e b a largura da secção transversal do pilar.

$$K_\alpha = \left(\frac{l}{b} \sin \alpha + \cos \alpha \right)^{0,65} \quad (25)$$

- K_t

Este parâmetro tem em conta o tempo decorrido no processo de erosão e a sua influência no desenvolvimento e estabilização da cavidade de erosão. É definido como a razão entre a profundidade de erosão ao fim de um determinado tempo, t , e a profundidade de erosão estabilizada que ocorre para o tempo de equilíbrio, t_e . Este factor é calculado de forma diferente consoante haja ou não transporte sólido generalizado. Em situações com transporte sólido generalizado as condições de equilíbrio são atingidas rapidamente e pode assumir-se o valor de 1,0 para K_t . Para o caso de não existir transporte sólido generalizado equação (26) determina o valor de K_t para o caso de pilares circulares.

$$K_t = \exp \left\{ -0,03 \left| \frac{U_c}{U} \ln \left(\frac{t}{t_e} \right) \right|^{1,6} \right\} \quad (26)$$

O tempo necessário para que se estabeleça o equilíbrio na formação da cavidade de erosão no caso de não existir transporte sólido, t_e é possível ser calculado através da equação 27.

$$t_e = \begin{cases} 48,26 \frac{D_c}{U} \left(\frac{U}{U_c} - 0,4 \right) & \text{se } \frac{h}{D_c} > 6, \frac{U}{U_c} > 0,4 \\ 30,89 \frac{D_c}{U} \left(\frac{U}{U_c} - 0,4 \right) \left(\frac{h}{D_c} \right)^{0,25} & \text{se } \frac{h}{D_c} \leq 6, \frac{U}{U_c} > 0,4 \end{cases} \quad (27)$$

4.1.2 - PROPOSTA DE COUTO E CARDOSO, 2001

O estudo realizado por Couto e Cardoso (2001), apresenta como métodos mais aproximados de obter as envolventes máximas das profundidades de equilíbrio das cavidades de erosão que possam ocorrer junto de pilares cilíndricos a equação do de Veiga da Cunha 1976, para valores de $h/D_c < 6$ e para $h/D_c > 6$ a proposta de Kandasamy (1989).

De acordo com o referido em 3.4, a profundidade da cavidade de erosão aumenta, até um certo limite com a relação h/D_c . Essa relação foi estudada por Kandasamy (1989), que representou graficamente dados publicados por vários autores, provenientes de estudos para encontros e para pilares de pontes para condições de escoamento perto da situação correspondente ao movimento incipiente.

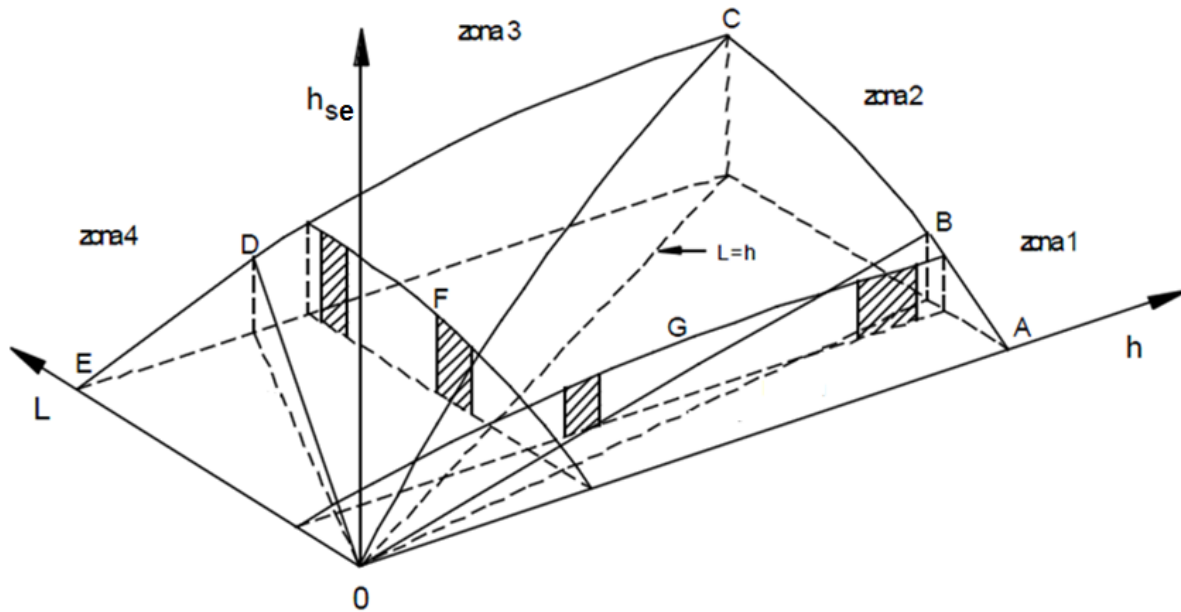


Figura 32- Representação gráfica da função $h_{se} = f(h, L)$ proposta por Kandasamy 1989 (Couto, 2005).

De acordo com Kandasamy, figura 32 em que L representa o comprimento característico do obstáculo, a superfície $h_{se} = f(h, L)$ pode ser dividida em quatro zonas. A zona 1 consiste na superfície plana OAB sendo que AB e OB são linhas rectas. Nesta área, típica de pilares de pontes, pelo facto de a altura do escoamento estar sujeita à condição $h > 6L = 6D_c$, a profundidade de equilíbrio não depende da altura do escoamento e é dada pela equação

$$h_{se} = 2,3L \quad \text{ou} \quad h_s = 2,3D_c \quad (28)$$

A zona 4 consiste numa superfície plana (a superfície ODE), caracterizada pela condição $L > 70h$. Nesta zona, típica de encontros longos, a profundidade de equilíbrio é independente do comprimento do obstáculo e é dada por

$$h_{se} = 10h \quad (29)$$

Nas zonas 2 e 3, a profundidade de equilíbrio depende, sucessivamente, mais da altura do escoamento e menos da dimensão do obstáculo quando se parte do segmento OB no sentido do segmento OD. Na zona 2 predominam situações observáveis junto de pilares de pontes; na zona 3 acontece o mesmo em relação aos encontros. As zonas em análise são superfícies curvas separadas pela recta OC que satisfaz a condição $L = h$. A figura anterior inclui as curvas F e G, paralelas, respectivamente, aos eixos do comprimento do obstáculo e da altura do escoamento. A curva F é uma curva de variação de h_{se} com L para h constante; a curva G é uma curva de variação de h_{se} com h para L constante. Ao longo da curva F que atravessa as zonas 1, 2 e 3 a profundidade de erosão aumenta, linearmente, com L , de forma muito acentuada, na zona 1; na zona 2, o aumento de h_{se} vai diminuindo com o aumento de L , efeito que se acentua quando $L > h$, isto é, na zona 3. Se a curva F atingisse a zona 4, h_{se} tornar-se-ia constante e igual a $10h$. A curva G apresenta um andamento, qualitativamente, semelhante ao da curva F, sendo óbvio que, neste caso, o aumento de h_{se} diminui da zona 4 para a zona 1. À direita da intercepção da curva G com a recta OB, h_{se} é independente de h e igual a $2,3L$.

Com base neste método, pode concluir-se que, para uma altura de escoamento maior que seis vezes o diâmetro do pilar a cavidade de erosão e a profundidade de equilíbrio da cavidade andam na ordem de 2,3 vezes o tamanho característico do pilar.

$$\frac{h_{se}}{D_c} = 1,35 \times \left(\frac{h}{D_c} \right)^{0,3} \quad (30)$$

Esta equação, estabelecida por Veiga da Cunha (1976) não tem como assíntota $h_{se}/D_c = 2,3$ prevendo assim profundidades de erosão por excesso junto de pilares em que $h/D_c > 6$. O gráfico 1 traduz a proposta analítica, representando a envolvente máxima das profundidades de equilíbrio das cavidades de erosão que podem ocorrer junto de pilares cilíndricos propostos por Couto e Cardoso (2001) e onde se evidencia que para valores de $h/D_c > 6$ a equação de Veiga da Cunha atinge valores, substancialmente, maiores que $2,3 D_c$, que é assim proposto como limite a considerar.

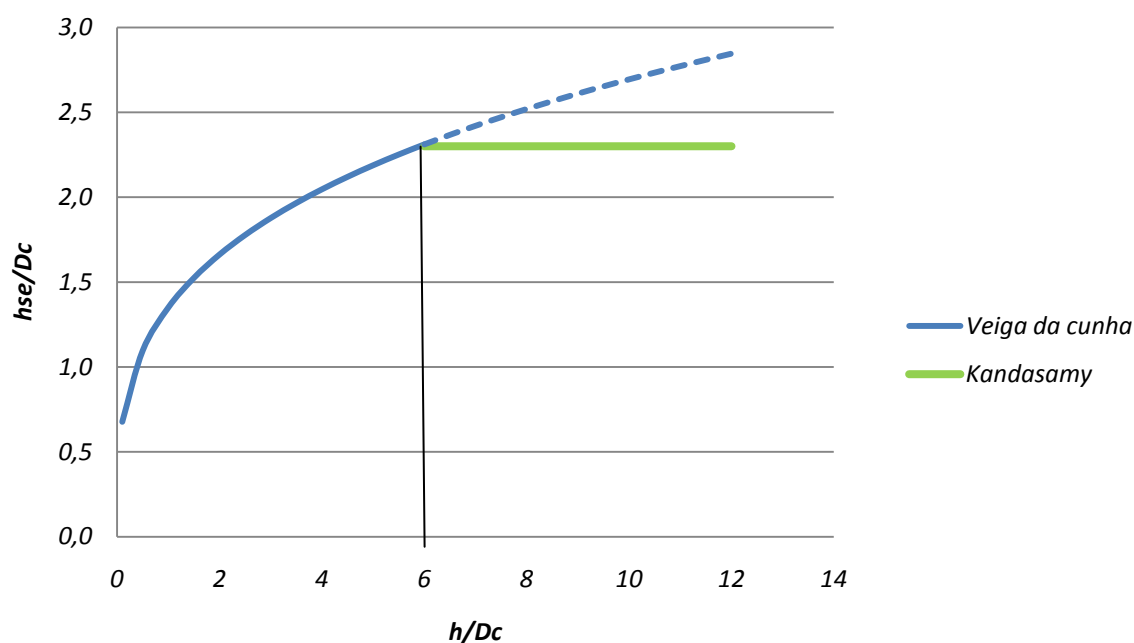


Gráfico 1- Proposta de Couto e Cardoso (2001).

4.1.3 - PROPOSTA DE RICHARDSON E DAVIS, 2001

A formulação proposta Richardson e Davis (2001) é aplicável a situações com ou sem transporte sólido generalizado. Esta expressão é recomendada pela Federal Highway Administration para o cálculo da profundidade máxima de erosão em pilares de pontes nos Estados Unidos da América. A sua equação é dada por:

$$h_{se} = 2D_c K_f K_\alpha K_3 K_4 \left(\frac{h}{D_c} \right)^{0,35} Fr^{0,43} \quad (31)$$

em que: Fr representa o número de Froude a montante do obstáculo, calculado através da velocidade média do escoamento na secção a montante do pilar; K_f representa um factor de correcção relativo à forma do pilar; K_α representa um factor correcção relativo ao ângulo de ataque do escoamento sobre o pilar; K_3 traduz a correcção da configuração dos fundos do rio; e K_4 representa um parâmetro que tem em consideração a formação da camada de protecção pelos sedimentos do leito.

- K_f

Os valores a adoptar para este parâmetro, relativo à influência da forma do pilar da ponte no processo de erosão, são dados pela tabela 4, atente à definição das formas definidas na Figura 33.

Tabela 4 - Valores de K_f consoante a forma dos pilares (Adaptado de Richardson e Davis, 2001)

Forma da fundação do pilar	Valor de K_f
Extremidade quadrada	1,1
Extremidade redonda	1,0
Circular	1,0
Extremidade angulosa	0,9
Grupo de cilindros	1,0

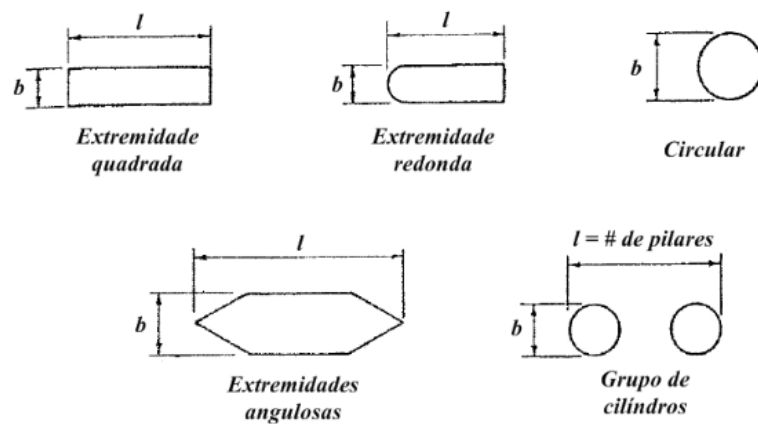


Figura 33 - Formas comuns de pilares de pontes (Adaptado de Richardson e Davis, 2001)

- K_α

O factor de correcção relativo ao ângulo de ataque do escoamento sobre o pilar determina-se, do mesmo modo que pelo método de Melville e Coleman (2000) descrito em 4.1.1.

- K_3

As formas do fundo do leito do rio durante o acontecimento de cheia influenciam a profundidade de erosão num pilar. Em geral, nos cenários de cheia considerados em projecto, para o dimensionamento, os fundos são considerados planos. Porém, esta configuração nem sempre se observa podendo a profundidade de erosão ser agravada entre 10 a 30 %, devido às diferentes possíveis formas do fundo, sendo necessário fazer intervir este fenómeno na equação (31). Na tabela (5) estão indicados os valores a tomar para este parâmetro.

Tabela 5 - Valores de K_f (Adaptado de Richardson e Davis, 2001)

Configurações do fundo	Altura da duna (Δ)	K_f
Erosão sem transporte sólido generalizado	Não existe	1,1
Fundo plano e antidunas	Não existe	1,1
Dunas pequenas	$0,6 \leq \Delta < 3$	1,1
Dunas médias	$3 \leq \Delta < 9$	1,1-1,2
Dunas grandes	$\Delta \geq 9$	1,3

- K_4

Este factor de correcção diminui o valor da profundidade de erosão para casos em que os fundos sejam formados por partículas com D_{50} igual ou superior a 2,0 mm e D_{95} igual ou superior a 20 mm. Os valores a adoptar para K_4 , estão presentes na equação 32. O valor mínimo para este parâmetro é 0,4 (Richardson e Davis 2001).

$$K_4 = 1,0 \quad \text{para} \quad D_{50} < 2 \text{ mm e } D_{95} < 20 \text{ mm} \quad (32)$$

$$K_4 = 0,4(U_R)^{0,15} \quad \text{para} \quad D_{50} \geq 2 \text{ mm e } D_{95} \geq 20 \text{ mm}$$

U_R é calculado com base na equação 33.

$$U_R = \frac{U - U_{icD_{50}}}{U_{icD_{50}} - U_{icD_{95}}} \quad (33),$$

em que $U_{icD_{50}}$ e $U_{icD_{90}}$, representam a velocidade expressa em metros por segundo na secção a montante do pilar necessária para iniciar o processo de erosão no pilar fundado em sedimentos de dimensão correspondente a D_{50} e D_{90} , expresso em metros, respectivamente. O seu valor pode ser obtido pela Equação 34.

$$U_{icD_x} = 0,645 \frac{D_x^{0,053}}{b} U_{cD_x} \quad (34),$$

em que U_{cD_x} , (metros por segundo), é a velocidade crítica para o início do movimento de partículas com dimensão D_x , (metros). A Equação (35) permite encontrar valores para esta grandeza sendo que K_u toma o valor de 6,19 no Sistema Internacional e 11,17 no Sistema Inglês.

$$U_{cD_x} = K_u h^{1/6} D_x^{1/3} \quad (35)$$

4.1.4 - PROPOSTA DE SHEPPARD, 2005

Este método foi desenvolvido por Sheppard e pelos seus alunos de pós-graduação na Universidade da Florida, sendo um método empírico e baseado em resultados de ensaios obtidos em quatro laboratórios diferentes (FDT, 2005).

O método tem em conta os parâmetros indicados na fórmula 36, e que segundo os autores, podem descrever a profundidade de equilíbrio para uma ampla variedade de condições.

$$\frac{h}{D^*} = f\left(\frac{h}{D^*}, \frac{U}{U_c}, \frac{D^*}{D_{50}}, \sigma_D, \theta\right) \quad (36)$$

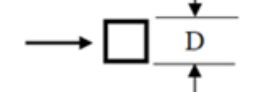
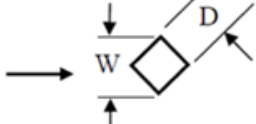
Θ representa o parâmetro que quantifica a concentração de sedimentos finos em suspensão.

Para o caso de o escoamento se processar sem transporte sedimentar para intensidades de escoamento compreendida entre $0,47 < U/U_c < 1$, este método propõe a seguinte equação:

$$\frac{h_{se}}{D^*} = 2,5 \tanh\left[\left(\frac{h}{D^*}\right)^{0,4}\right] \left\{1 - 1,75 \left[\ln\left(\frac{U}{U_c}\right)\right]^2\right\} \left[\frac{D^*/D_{50}}{0,4 \times (D^*/D_{50})^{1,2} + 10,6 \times (D^*/D_{50})^{-0,13}}\right] \quad (37)$$

Sendo que D^* representa o diâmetro efectivo do pilar inserido no escoamento, o qual, no caso de pilares circulares, de valor igual ao diâmetro do pilar. Na realidade, o diâmetro efectivo corresponde ao diâmetro circular que causaria a mesma profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão que o pilar em causa. Na tabela 6 encontram-se, os diâmetros efectivos para as formas mais comuns.

Tabela 6 - Valores de diâmetros efectivos para as formas mais comuns (Adaptado de FDT, 2005).

Secção transversal	Largura projectada	Diâmetro efectivo
	$W = D$	$D^* = D$
	$W = D$	$D^* = 1.23W$ $= 1.23D$
	$W = 1.4D$	$D^* = W$ $= 1.2D$

No gráfico 2 apresenta-se e compara-se as previsões da evolução da profundidade de erosão em função da altura da água segundo o método de Sheppard (2005) para velocidades de escoamento média, respectivamente de 50% e de 97% da velocidade média crítica. Como era de prever, verifica-se maior profundidade de erosão para a maior velocidade considerada (97% de U_c), sendo que a maior diferença se situa na ordem dos 16% para as relações h/D_c mais elevadas.

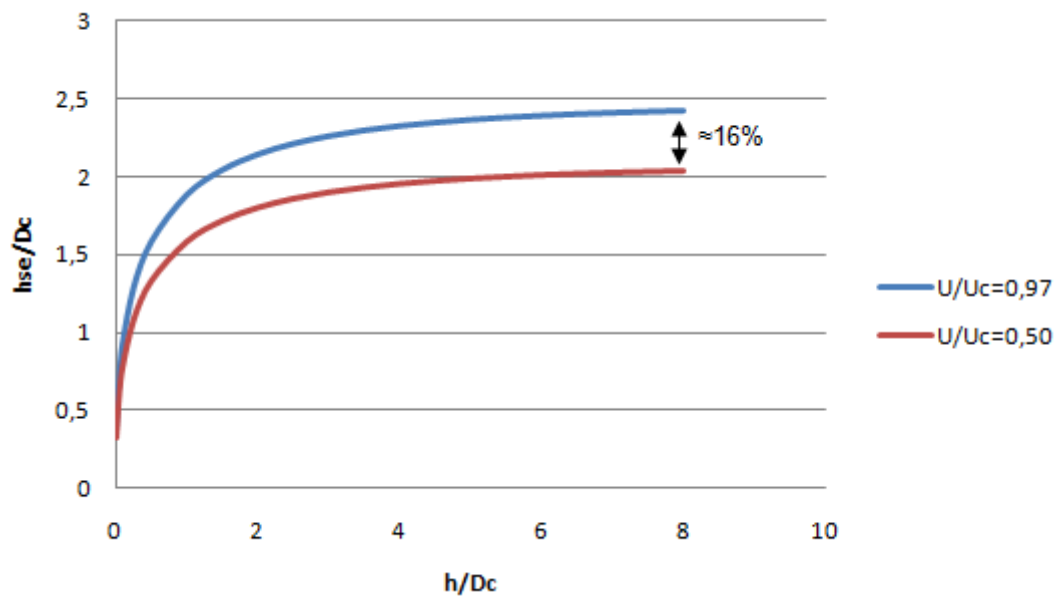


Gráfico 2 - Variação da profundidade de erosão em função da variação da intensidade de escoamento.

Comparando os métodos propostos por Couto e Cardoso (2001), ou seja, utilizando para $h/D_c < 6$ a fórmula de Veiga da Cunha (1976) e o limite de Kandasamy para $h/D_c > 6$ de $2,3 D_c$, com os valores propostos por Sheppard (2005) verificamos que este último é um método mais conservativo estimando, assim, maiores profundidades de equilíbrio. Ambos os métodos evidenciam uma assíntota para, aproximadamente, $h/D_c \approx 6$, sendo que o valor limite proposto por Sheppard ($2,45 D_c$) é ligeiramente superior ao proposto por Kandasamy ($2,3 D_c$).

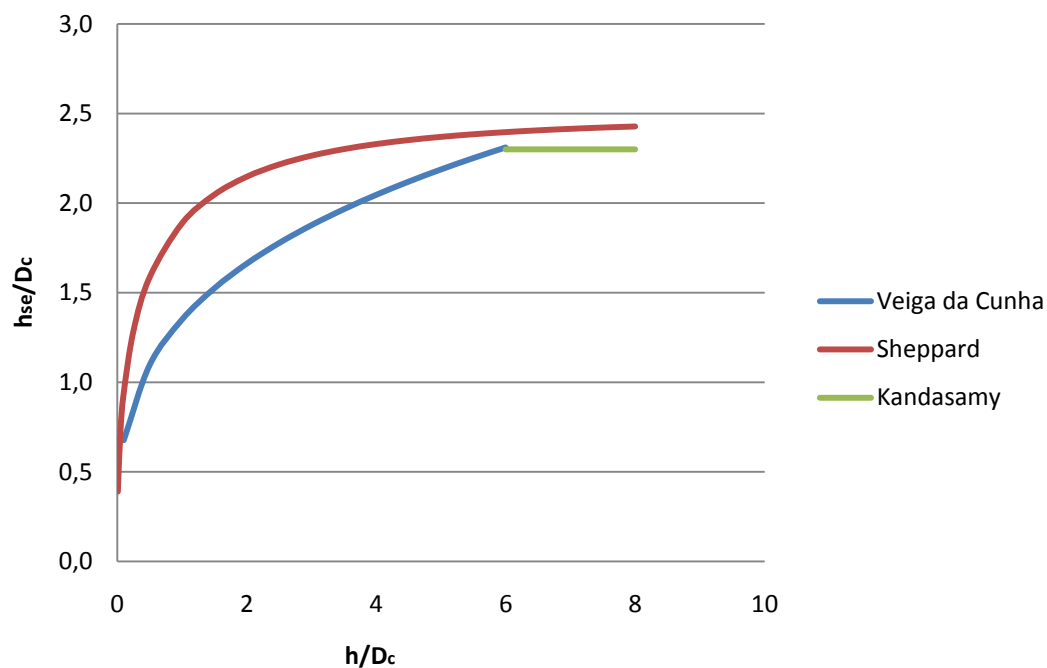


Gráfico 3 - Comparação da proposta de Sheppard (2005) com a de Couto e Cardoso (2001)

4.1.5 – OUTRAS FORMULAÇÕES TEÓRICAS DE PREVISÃO DA PROFUNDIDADE MÁXIMA DE EQUILÍBRIO

Este subcapítulo pretende enunciar algumas equações e formulações utilizadas, com o intuito de prever a máxima profundidade de erosão local devido a presença de pilares de pontes. Estas expressões têm em comum a característica de serem de fácil aplicação e devem ser usadas com algumas reservas, uma vez que dão valores muito díspares entre elas, sendo muito perigoso considerar como válidos os seus resultados sem conhecer bem os seus fundamentos. Na realidade, tal situação é frequente na elaboração de estudos para projectos, pois estas ferramentas de cálculo são de fácil aplicação e permitem obter valores mais ou menos desejados, sendo quase sempre possível encontrar uma expressão, ainda que não se aplique ao caso de estudo, que permita validar a solução.

Os símbolos das formulações a seguir descritas encontram-se na simbologia, sendo que alguns já foram referidos outros faz-se uma referência ao seu significado.

1. Larras, 1963

$$h_{se} = 1,05 \times K_f \times K_\alpha \times D_c^{0,75} \quad (38)$$

2. Blench, 1969

$$\frac{h_{se}+h}{h_r} = 1,8 \times \left(\frac{D_c}{h_r}\right)^{0,25} \quad (39)$$

O parâmetro h_r representa a altura de regime do escoamento e é dada pela expressão

$$h_r = 1,48 \times \left(\frac{q^2}{F_B}\right)^{1/3} \quad (40)$$

em que q representa o caudal por unidade de largura e é expresso em $m^3/s/m$ e D_{50} em milímetros sendo que $F_B = 1,9.D_{50}^{0,5}$

3. Shen et al., 1969

$$h_{se} = 0,000223 \times \left(\frac{U \times b}{\nu}\right)^{0,619} \quad (41)$$

Em que ν representa a viscosidade cinemática da água.

4. Shen e Maza, 1969

$$h_{se} = \begin{cases} h_{se} = 11,0 \times \frac{U^2}{g} & \text{se } Fr \leq 0,2 \\ h_{se} = 3,4 \times g^{-0,33} \times D_c^{0,67} U^{0,67} & \text{se } Fr > 0,2 \end{cases} \quad (42)$$

5. Neil, 1973

$$h_{se} = K_f \times b \quad (43)$$

$K_f = 1,5$ para pilares circulares ou redondos nas extremidades, $K_f = 2,0$ para pilares rectangulares.

6. Breusers et al. 1977

$$h_{se} = \varphi \left(\frac{U}{U_c} \right) \times \left[2,0 \times \tanh \left(\frac{h}{D_c} \right) \right] \times K_f \times K_\theta \times D_c \quad (44)$$

Sendo que

$$\varphi \left(\frac{U}{U_c} \right) = \begin{cases} 0 & \text{se } \frac{U}{U_c} \leq 0,5 \\ \left(2 \times \frac{U}{U_c} - 1 \right) & \text{se } 0,5 < \frac{U}{U_c} < 1 \\ 1 & \text{se } \frac{U}{U_c} > 1 \end{cases} \quad (45)$$

7. Jain e Fischer, 1980

$$h_{se} = 1,86 \times D_c \times \left(\frac{h}{D_c} \right)^{0,5} \times (Fr - Fr_c)^{0,25} \quad (46)$$

em que Fr_c representa o número de Froude para a velocidade crítica dos sedimentos do leito.

8. Jain, 1981

$$h_{se} = 1,84 \times D_c \times \left(\frac{h}{D_c} \right)^{0,3} \times Fr_c^{0,25} \quad (47)$$

9. Chitale, 1988

$$h_{se} = 2,5 \times D_c \quad (48)$$

10. Froehlich Design, 1988

$$h_{se} = 0,32 \times D_c \times \phi \times Fr^{0,2} \times \left(\frac{D_{cp}}{D_c} \right)^{0,62} \times \left(\frac{h}{D_c} \right)^{0,46} \times \left(\frac{D_c}{D_{50}} \right)^{0,08} \quad (49)$$

em que D_{cp} corresponde a largura do pilar projectada na direcção normal ao escoamento e ϕ corresponde a um factor adimensional relativo a forma do pilar, devendo-se tomar o valor de 1,3 para pilares quadrados, 1,0 para pilares de extremidade redonda e 0,7 para pilares de extremidade angulosa.

11. Mississippi, 1995

$$h_{se} = 0,9 \times D_c^{0,6} \times h^{0,4} \quad (50)$$

4.1.6 – ANÁLISE DAS EXPRESSÕES

Da análise das fórmulas anteriores (4.1.1 a 4.1.5) averiguamos uma grande disparidade dos parâmetros que as compõem, sendo que nalgumas fórmulas eram utilizados, apenas, um parâmetro, como caso da fórmula de Chitale, e noutras eram utilizadas vários parâmetros, como o caso da fórmula de Richardson e Davis (D_c , l , θ , h , H , U , U_c , U_l , Fr , D_{50} , D_m). Da observação comparativa das várias formulações, verificamos que o único parâmetro comum a todas, é o diâmetro do pilar, D_c , pelo que se constata que este se trata de um parâmetro fundamental para a previsão da profundidade de erosão.

Existem expressões muito simplistas, considerando a largura do pilar como sendo o único factor interveniente que podem fornecer resultados bastante falaciosos (e perigosos) dado que não traduzem as reais condições da acção do escoamento sobre o pilar. Não considerando factores, porventura relevante, como, por exemplo, a orientação do escoamento ou a profundidade do rio.

Outras têm em linha de conta muitos parâmetros como a de Melville e Coleman (2000) e a de Richardson e Davis (2001). Estas expressões são mais completas e, teoricamente, incluem todos os factores que intervêm no processo, o que representa uma forte evolução em relação a outros métodos. Contudo, cada parâmetro não deixa de ser considerado separadamente dos restantes, assim, a interacção dos vários processos que compõem o fenómeno de erosão não é abordada de forma directa. Em geral, isto pode conduzir a estimativas, demasiadamente, conservativas.

4.2 – PREVISÃO DA PROFUNDIDADE DE EQUILÍBRIO EM PILARES COMPLEXOS

As metodologias expostas para o cálculo de pilares complexos consistem, na sua maioria, na determinação de um ou vários valores representativos da forma e do tamanho do pilar, seguindo depois a metodologia aplicada à determinação da profundidade de erosão para o caso de pilares simples. Assim sendo, será apresentada nos subcapítulos seguintes a metodologia proposta por Melville e Coleman (2000) e por Sheppard (2005).

4.2.1 - MÉTODO DE MELVILLE E COLEMAN, 2000

O método de avaliação da profundidade de equilíbrio proposto por Melville e Coleman (2000) supõe uma análise conservativa da avaliação da profundidade de erosão para o caso de pilares complexos. Este método consiste em considerar, na metodologia para o cálculo da profundidade máxima de erosão no caso de pilares simples (apresentada em 4.1.1), a largura equivalente, b_e , do pilar complexo. Esta largura varia consoante o caso em estudo (ver 3.9.2 e figura 28 do capítulo 3)

Caso 1 – A erosão local é estimada usando a largura do pilar, b .

Caso 2 – É adoptado o procedimento proposto por Melville e Raudkivi (1996), para determinar uma largura equivalente, b_e , que permite tratar o pilar como um elemento uniforme. Este procedimento é conservativo dado que a nova largura induz, pelo menos, a mesma erosão que se faz sentir no pilar original, podendo nalguns casos levar a valores superiores. A equação 51 permite calcular o valor da largura equivalente, e resulta de medições em pilares circulares fundados num caixão circular.

$$b_e = b \left(\frac{h+H}{h+b^*} \right) + b^* \left(\frac{b^*-H}{b^*+h} \right) \quad (51)$$

Caso 3 - Também se pode aplicar a equação 51 para fundações em caixão ou em estacas, obtendo-se, contudo, valores conservativos na última situação.

Caso 4 - Para pilares em caixão, a profundidade de erosão é determinada com a largura do caixão, b^* , em vez da largura do pilar. Adoptando este procedimento para pilares fundados em estacas os resultados são conservativos.

4.2.2 - MÉTODO DE SHEPPARD, 2005

O método de Sheppard, descrito no FDT (2005), proposto para a determinação da profundidade máxima de equilíbrio em pilares complexos, consiste na determinação do valor do diâmetro equivalente do pilar complexo, D^* , substituindo-o na fórmula 37, apresentada em 4.1.4, que permite calcular o valor da profundidade de erosão para o caso de pilares simples. Assim sendo, depois de obtido o valor de D^* , a metodologia seguida no caso de pilares complexos é semelhante a utilizada pelo mesmo método para o caso de pilares simples. No entanto a obtenção de D^* pode ser um processo bastante moroso, pois para os casos em que a posição relativa da estrutura do pilar exposta ao escoamento se altere no decorrer do processo erosivo é necessário proceder-se a um processo iterativo. De seguida, será apresentada a metodologia de cálculo do diâmetro equivalente.

O diâmetro equivalente é dado pelo somatório dos diâmetros equivalentes associados a cada componente do pilar complexo, ou seja:

$$D^* = D_{pilar} + D_m + D_{ge} \quad (52)$$

Em que,

D_{pilar} – Diâmetro equivalente do pilar

D_m – Diâmetro equivalente do maciço de encabeçamento

D_{ge} – Diâmetro equivalente do grupo de estacas

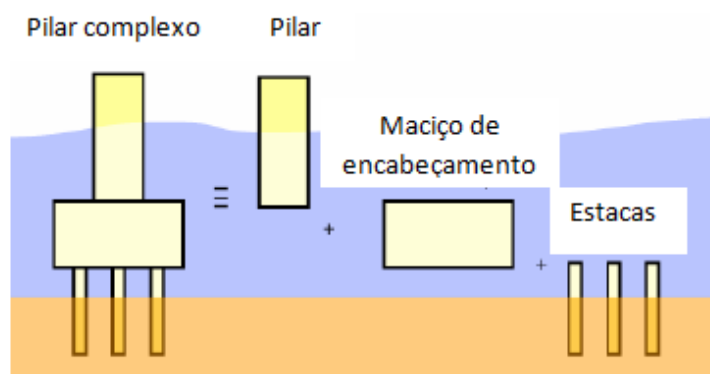


Figura 34 - Componentes de um pilar complexo (adaptado de FDT, 2005).

O diâmetro equivalente para cada componente é função da sua forma, tamanho e posicionamento em relação ao fundo e a superfície da água. Cada componente atrás descrito pode ser substituído por um pilar simples que provoque a mesma profundidade de erosão local quando exposto às mesmas condições de escoamento. Isto é, por exemplo, a erosão provocada devido ao maciço de encabeçamento de um pilar complexo, segundo Sheppard, pode ser traduzida pela erosão que um pilar simples uniforme, com um determinado diâmetro equivalente, provocaria no leito.

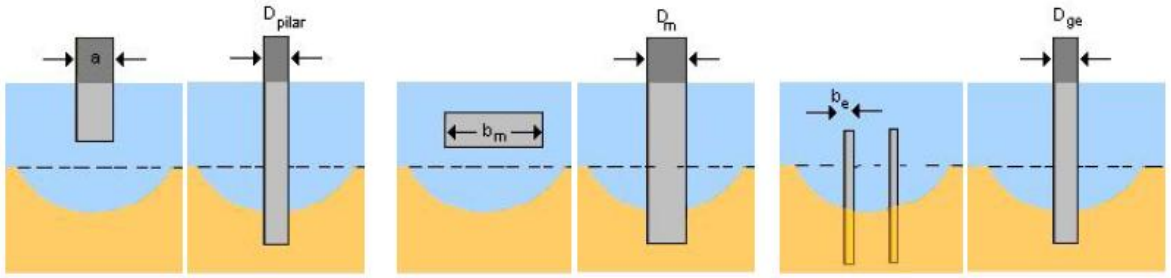


Figura 35 - Diâmetros equivalentes do pilar, do maciço e do grupo de estacas (adaptado de FDT, 2005).

Para a determinação da profundidade máxima de erosão, Sheppard (2005) considera apenas três casos de posições relativas dos elementos dos pilares complexos, diferenciando-se de Melville e Coleman (2000).

Os três casos são descritos de seguida e esquematizados na figura 36.

Caso 1 – A base do maciço de encabeçamento está acima do nível leito do fundo do rio.

Caso 2 – O maciço de encabeçamento encontra-se parcialmente enterrado.

Caso 3 – O topo do maciço de encabeçamento encontra-se abaixo do nível do fundo.

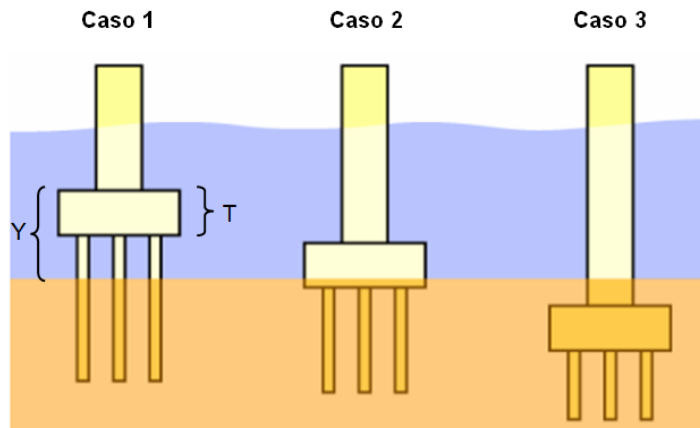


Figura 36 - Exemplos do caso 1, 2 e 3 de pilares complexos segundo Sheppard (adaptado de FDT, 2005).

4.2.2.1 – Previsão da profundidade máxima de erosão – Caso 1

A determinação do valor do diâmetro equivalente do pilar é dada pela expressão:

$$D_{pilar} = \begin{cases} K_f K_\alpha K_e a \left[0,1162 \left(\frac{Y}{h_{max}} \right)^2 - 0,3617 \left(\frac{Y}{h_{max}} \right) + 0,2476 \right] & se \quad 0 \leq \left(\frac{Y}{h_{max}} \right) \leq 1 \\ 0 & se \quad \left(\frac{Y}{h_{max}} \right) > 1 \end{cases} \quad (53)$$

em que:

Y - Distância entre o posicionamento inicial do fundo do leito e o topo do maciço de encabeçamento;

K_f - Coeficiente de forma;

K_α - Coeficiente que tem em consideração o efeito da orientação do pilar em relação à direcção do escoamento;

a - Diâmetro do pilar propriamente dito;

$$h_{max} = \begin{cases} h & se \quad h < 5a \\ 5a & se \quad h \geq 5a \end{cases} \quad (54)$$

K_e - Coeficiente de extensão, que tem por função ajustar o valor do diâmetro equivalente do pilar à medida que o quociente f/a aumenta.

O valor de f é função das distâncias frontal, f_1 , e lateral, f_2 , desde o bordo do maciço de encabeçamento até às faces do pilar, esquematizado na figura 37.

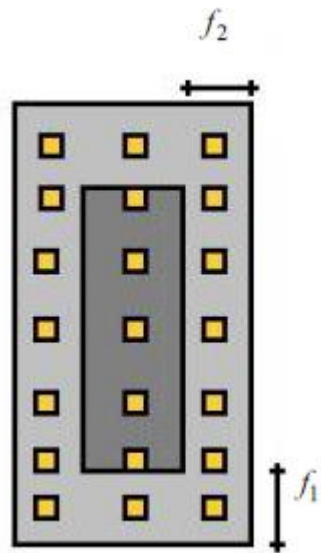


Figura 37 – Representação da distância f_1 e f_2 do pilar num maciço de encabeçamento rectangular (adaptado FDT, 2005).

Sendo que:

$$f = \begin{cases} \frac{3f_1+f_2}{4} & se \quad \alpha \leq 45^\circ \\ \frac{3f_2+f_1}{4} & se \quad \alpha > 45^\circ \end{cases} \quad (55)$$

Quando o maciço de encabeçamento é circular $f = f_1 = f_2$.

A determinação de K_e é feita utilizando a expressão seguinte:

$$K_e = \begin{cases} -0,12 \left(\frac{f}{a}\right)^2 + 0,03 \left(\frac{f}{a}\right) + 1 & , se \quad 0 \leq \left(\frac{f}{a}\right) \leq 3 \\ 0 & , se \quad \left(\frac{f}{a}\right) > 3 \end{cases} \quad (56)$$

A determinação da profundidade de erosão associada ao maciço de encabeçamento, para o Caso 1, é baseada no princípio que o potencial erosivo aumenta à medida que o encabeçamento está mais próximo do fundo.

O diâmetro equivalente do maciço de encabeçamento é dado por:

$$D_m = K_f K_\theta b_m \exp \left[-1,04 - 1,77 \exp \left(\frac{Y_m}{h_{max}} \right) + 1,695 \left(\frac{T}{h_{max}} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (57)$$

Poderá ser aplicada nos intervalos $-1 \leq Y_m/h_{max} \leq 1$ e $0 \leq T/h_{max} \leq 1$, onde T significa a espessura do maciço de encabeçamento e o fundo, Y_m a distancia entre a base do maciço de encabeçamento e o fundo e h_{max} é determinado através da expressão seguinte.

$$h_{max} = \begin{cases} 1,64 \left(T(K_f b_m)^{5/2} \right)^{2/7} & , se & h \geq 1,64 \left(T(K_f b_m)^{5/2} \right)^{2/7} \\ h & , se & h < 1,64 \left(T(K_f b_m)^{5/2} \right)^{2/7} \end{cases} \quad (58)$$

A determinação do valor do diâmetro equivalente das estacas D_{ge} , para o caso 1, é feita tendo em consideração que o potencial erosivo aumenta com o acréscimo da exposição do grupo de estacas ao escoamento, assim:

$$D_{ge} = K_{sp} K_h K_m K_f b_{ge} \quad (59)$$

em que:

K_{sp} – factor representativo do espaçamento entre estacas;

K_h – factor que tem em atenção a altura do grupo de estacas acima do fundo, sendo necessário considerar a escavação iniciada pelo pilar e maciço de encabeçamento para a determinação de D_{ge} , substituindo o valor de D_{pilar} e D_m na fórmula (37), como a seguir será descrito. Ao fundo depois de considerada essa escavação inicial, é denominado de fundo ‘corrigido’.

K_m – factor representativo do número de estacas alinhadas

K_f – factor representativo da forma do grupo de estacas.

As equações que permitem a determinação dos coeficientes presentes na equação anterior serão apresentadas em seguida.

K_{sp} toma assim, a seguinte forma:

$$K_{sp} = 1 - \frac{4}{3} \left(1 - \frac{b_e}{b_{ge}} \right) \left(1 - \frac{1}{\left(\frac{S}{b_e} \right)^{0,6}} \right) \quad (60)$$

Onde b_e representa a largura projectada de uma estaca, S a distância entre eixos de estacas da mesma linha e b_{ge} é a soma das larguras projectadas das estacas no plano normal ao escoamento.

O valor de K_h é determinado em função do posicionamento do maciço de encabeçamento em relação ao fundo “corrigido”, $\bar{Y}_m$, e da altura de água “corrigida”, $\bar{h}$. Assim,

$$K_h = \begin{cases} 1,5 \tanh\left(0,8 \sqrt{\frac{\bar{Y}_m}{\bar{h}_{max}}}\right) & se \quad 0 \leq \frac{\bar{Y}_m}{\bar{h}_{max}} \leq 1 \\ 0 & se \quad \frac{\bar{Y}_m}{\bar{h}_{max}} < 0 \\ 1 & se \quad \frac{\bar{Y}_m}{\bar{h}_{max}} > 1 \end{cases} \quad (61)$$

O valor de $\bar{h}_{max}$ obtém-se de acordo com a equação (62):

$$\bar{h}_{max} = \begin{cases} \bar{h} & se \quad \bar{h} \leq 2K_{sp}K_mK_fb_e \\ 2K_{sp}K_mK_fb_e & se \quad \bar{h} > 2K_{sp}K_mK_fb_e \end{cases} \quad (62)$$

sendo que $\bar{Y}_m$ e $\bar{h}_{max}$ determinam-se a partir de:

$$\bar{Y}_m = Y_m + h_{se(pilar+m)} \quad (63)$$

$$\bar{h} = h + h_{se(pilar+m)}$$

Em que $h_{se(pilar+m)}$ é o valor da profundidade de erosão produzida pela combinação do pilar com o maciço de encabeçamento. Calcula-se com base na equação (37) por aplicação do diâmetro equivalente do pilar com maciço de encabeçamento, $D_{(pilar+m)} = D_{pilar} + D_m$

O valor de K_m é obtido através da equação seguinte:

$$K_m = \begin{cases} 0,045m + 0,96 & |\alpha| < 5 \text{ e } m \leq 5 \\ 1,19 & |\alpha| < 5 \text{ e } m > 5 \\ 1 & |\alpha| > 5 \end{cases} \quad (64)$$

onde, m , é o número de estacas alinhadas na direcção do escoamento.

O factor de forma do grupo de estacas, K_f , é dado por:

$$K_f = \frac{K_{f(e)} - K_{f(ge)}}{9} \left(\frac{S}{b}\right) + K_{f(e)} - \frac{10}{9} (K_{f(e)} - K_{f(ge)}) \quad (65)$$

Em que, $K_{f(e)} = 1$ para estacas de forma circular e $K_{f(ge)} = 0,89 + 0,97 \left| \alpha \frac{\pi}{180} - \frac{\pi}{4} \right|^4$ para grupos de estacas com uma forma global quadrada.

4.2.2.2 – Previsão da profundidade máxima de erosão – Caso 2

No caso 2, para a determinação do diâmetro equivalente associado ao pilar, D_{pilar} , segue-se o mesmo procedimento que foi adoptado para o Caso 1.

Quanto à determinação do diâmetro equivalente do maciço de encabeçamento, quando este se encontra parcialmente enterrado a, metodologia é distinta do Caso 1, uma vez que a extensão da parte exposta ao escoamento da estrutura muda ao longo do desenvolvimento da cavidade de erosão.

Na situação em que o maciço se encontra, parcialmente, enterrado podem ocorrer duas situações:

- Infra-escavação do maciço;
- A erosão provocada pelo pilar não é suficiente para descobrir a base do maciço.

A metodologia para prever a ocorrência de infra-escavação consiste em determinar a profundidade de erosão associada apenas ao pilar, $h_{s(pilar)}$. Se este valor for igual ou superior à distância entre o fundo e a base do maciço, Y_m , então ocorre infra-escavação, sendo a previsão de D_m efectuada como no Caso 1.

Caso contrário, é necessário conhecer a distância vertical, T' , entre o topo do maciço de encabeçamento e o ponto que apresenta maior profundidade da cavidade de erosão e a distância entre o nível do fundo “corrigido” e a base do maciço de encabeçamento, Y'_m até que se atinja o equilíbrio ou até que o maciço seja infra-escavado, sendo este um processo iterativo

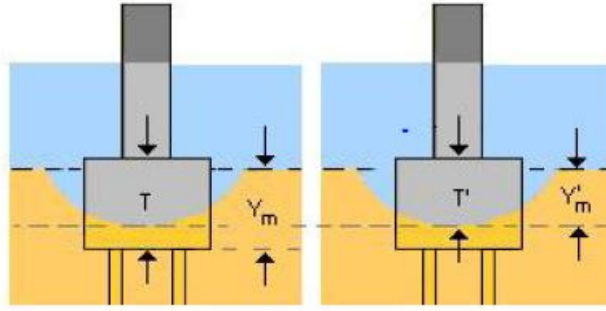


Figura 38- Representação de Y_m , Y'_m e T' .

Os valores de T e T' são sempre positivos e Y_m e Y'_m são sempre negativos para maciços de encabeçamento parcialmente enterrados, sendo os seus valores obtidos através das equações:

$$Y'_m = -h_{s(pilar)} \quad (66)$$

$$T' = T + Y_m - Y'_m \quad (67)$$

Substituindo na equação (58), o valor de T por T' , é possível determinar o valor da primeira iteração de D_m .

$$D_{m(i)} = K_f K_\theta b_m \left[-1,04 - 1,77 \exp\left(\frac{Y'_m}{h_{\max(i)}}\right) + 1,695 \left(\frac{T'}{h_{\max(i)}}\right)^{1/2} \right] \quad (68)$$

Conhecendo o valor de D_m é possível determinar o valor da profundidade de erosão associada ao pilar e a maciço de encabeçamento, utilizando $D_{(pilar+m)(i)} = D_{pilar} + D_{m(i)}$ na equação (37).

Depois, verifica-se se a erosão provocada pela combinação do pilar com o maciço de encabeçamento $h_{s(pilar+m)}$ é suficiente para que ocorra infra-escavação do maciço.

Assim:

$$Y'_m = \begin{cases} Y_m & , se \quad h_{s(pilar)(i)} \geq |Y_m| \\ -h_{s(pilar)(i)} & , se \quad h_{s(pilar)(i)} < |Y_m| \end{cases} \quad (69)$$

$$T' = \begin{cases} T & , se \quad h_{s(pilar)(i)} \geq |Y_m| \\ T + Y_m - Y'_m & , se \quad h_{s(pilar)(i)} < |Y_m| \end{cases} \quad (70)$$

Determinando-se assim o valor da primeira iteração, que comparando com o valor inicial tem que ser inferior ao critério de convergência proposto por Sheppard (equação 71):

$$\Delta = \left| \frac{h_{s(pilar+m)(i)} - h_{s(pilar+m)(i-1)}}{h_{s(pilar+m)(i-1)}} \right| \quad (71)$$

Enquanto o valor de Δ for superior a 0,05 é necessário voltar a calcular o valor de $D_{m(i)}$ até que se verifique a condição de convergência, Se $\Delta \leq 0,05$, então considera-se $D_{(pilar+m)} = D_{(pilar+m)(i)}$.

Por fim, é fundamental analisar se a profundidade de erosão provocada pela combinação do pilar com o maciço de encabeçamento é suficiente para descobrir as estacas. Em caso afirmativo prossegue-se o cálculo tendo em vista a determinação do diâmetro equivalente do grupo de estacas, D_{ge} . O procedimento de determinação deste valor, para o Caso 2, é igual ao do Caso 1, sendo a origem do referencial em relação ao qual se efectua o cálculo, o ponto mais fundo da cavidade de erosão produzida pelo pilar e pelo maciço, como mostra a figura 39.

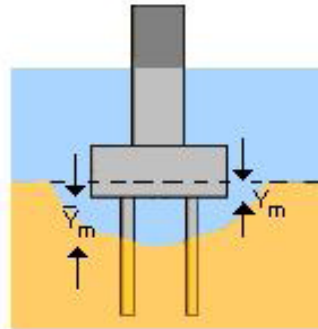


Figura 39 - Mudança de referencial.

4.2.2.3 – Previsão da profundidade máxima de erosão – Caso 3

O caso 3 refere-se a pilares complexos que no início do ensaio apresentam o topo do maciço de encabeçamento abaixo do nível do fundo. Este facto não garante que a posição relativa da estrutura exposta ao escoamento não possa sofrer alterações como resultado do progresso da cavidade de erosão, sendo imprescindível efectuar cálculos iterativos para determinar o diâmetro equivalente da estrutura.

A metodologia seguida para determinar o valor de D_{pilar} consiste em determinar o valor máximo de $D_{pilar(max)}$, através da equação:

$$D_{pilar(max)} = K_f K_\theta a \quad (72)$$

Utilizando o valor anterior na equação 37 determina-se o valor da profundidade de erosão máxima do pilar, $h_{se(pilar(max))}$. Compara-se o valor obtido com a distância entre o nível do fundo e a base do pilar, Y . Se a profundidade de erosão não for suficiente para descobrir a base do pilar, então o diâmetro efectivo do pilar complexo é igual a $D_{pilar(max)}$. Se, $h_{se(pilar(max))} > Y$ então prossegue-se a metodologia de cálculo para a determinação do diâmetro equivalente associado ao pilar. Deste modo, determina-se o valor de $D_{pilar(min)}$, através de um processo iterativo:

$$Y = 2,5 \tanh \left[\left(\frac{h}{D_{pilar(min)}} \right)^{0,4} \right] \left[\frac{D_{pilar(min)/d_{50}}}{0,4 \left(\frac{D_{pilar(min)}{d_{50}} \right)^2 + 10,6 \left(\frac{D_{pilar(min)}{d_{50}} \right)^{-0,13}} \right] D_{pilar(min)} \quad (73)$$

Posteriormente, determina-se o valor do diâmetro equivalente atenuado do pilar, D_{pilar} , através da equação:

$$D_{pilar(j)} = K_e D_{pilar(max)} \left[-0,75 \left(\frac{Y}{h_{se(pilar(max))}} \right) + 0,25 \right] \quad (74)$$

Se $D_{pilar(j)} \geq D_{pilar(min)}$, então, o diâmetro equivalente associado ao pilar toma o valor $D_{pilar(j)}$, caso contrário $D_{pilar} = D_{pilar(min)}$.

Para determinar o diâmetro equivalente associado ao maciço de encabeçamento, D_m é, indispensável apurar se ocorre infra-escavação originada, apenas, pela presença do pilar propriamente dito, $h_s(pilar)$. Se $h_s(pilar) < |Y_m|$, a previsão de D_m é efectuada do mesmo modo que no caso 2, sendo necessário efectuar iterações até que o valor de $h_s(pilar+m)$ seja convergente. Se $h_s(pilar) \geq |Y_m|$, então o maciço é infra-escavado, sendo o procedimento de cálculo apresentado em seguida.

$$D_m = K_f K_\theta K_{Dm} b_m \exp \left[-1,04 - 1,77 \exp \left(\frac{Y_m}{h_{max}} \right) + 1,695 \left(\frac{T}{h_{max}} \right)^{1/2} \right] \quad (75)$$

K_{Dm} é um coeficiente que tem conta a dependência do posicionamento de encabeçamento na cavidade de erosão, no valor do diâmetro equivalente do maciço de encabeçamento, sendo determinado por:

$$K_{Dm} = \begin{cases} AB & \text{se } 0 \leq \left(\frac{-Y}{h_{s(pilar)}} \right) \leq 1 \text{ e } 0 \leq \frac{f}{a} \leq 3 \\ 0 & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (76)$$

Em que A e B são dados por:

$$A = -1,166 \left(\frac{-Y}{h_{s(pilar)}} \right)^2 + 0,166 \left(\frac{-Y}{h_{s(pilar)}} \right) + 1 \quad (77)$$

$$B = -0,333 \left(\frac{f}{a} \right) + 1 \quad (78)$$

Após a determinação do valor do diâmetro associado ao maciço de encabeçamento procede-se à determinação do valor de D_{ge} . A equação que permite a determinação daquele valor é semelhante à utilizada nos casos 1 e 2 surgindo, apenas, um factor multiplicativo K_{Dge} , que se obtém através da equação:

$$K_{Dge} = \frac{\tilde{Y}_m}{h_{s(pilar+m)}} \quad (79)$$

Deste modo, fica descrita a metodologia proposta por Sheppard, realçando que se trata do procedimento mais actual encontrado na bibliografia sobre erosão localizada associada a pilares complexos.

5

INSTALAÇÕES, ENSAIOS E PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

A actividade experimental realizada no presente estudo traduziu-se na determinação da profundidade máxima da cavidade de erosão que ocorre no leito de um canal devido à presença de um pilar simples no escoamento. Este capítulo tem, portanto, como objectivo a descrição do canal, do circuito hidráulico, bem como dos respectivos equipamentos de medição e de controlo.

São também apresentados os critérios de cálculo que permitiram determinar as condições iniciais dos ensaios, bem como as metodologias seguidas na realização dos mesmos, assim como, a descrição dos ensaios realizados.

5.1 – DESCRIÇÃO DO CANAL E DO CIRCUITO HIDRÁULICO

Os ensaios foram realizados no canal de inclinação fixa do Laboratório de Hidráulica da FEUP. É um canal horizontal com 32,3 metros de comprimento, 1 metro de largura, realizado em betão armado, com janelas laterais em vidro.

Para que o escoamento se processasse com menor turbulência e tendo a necessidade de criar uma “caixa” de sedimentos, correspondente à zona a ensaiar, optou-se pelo enchimento do fundo de todo o canal com betão tornando-o horizontal. Foi também construída uma “caixa” de retenção de sedimentos a jusante.

As paredes da “caixa” de sedimentos eram transparentes, para permitir a visualização do ensaio, tendo a caixa, que foi cheia de areia, cerca de 3,30 metros de comprimento, 1 metro de largura e 35 cm de altura.

Como referido, a “caixa” de retenção de sedimentos foi situada a jusante da “caixa” de sedimentos, tendo como principal objectivo a deposição de sedimentos que fossem arrastados pelo escoamento. Esta deposição ocorria na sequência da diminuição da velocidade devido ao aumento da secção do escoamento. Para além de permitir a deposição do material granular, a caixa de retenção permitia também proteger os grupos electrobomba evitando a passagem dos sedimentos para o circuito hidráulico, o que poderia provocar danos naqueles.

Na figura 40, está representado um esquema do circuito hidráulico original, antes de se terem procedido às alterações atrás referidas. A figura 41, ilustra as alterações efectuadas ao canal para a realização da experiência. As figuras 42 e 43 ilustram, respectivamente, detalhes da zona de entrada do canal e da “caixa” de sedimentos e de retenção de sedimentos realizadas.

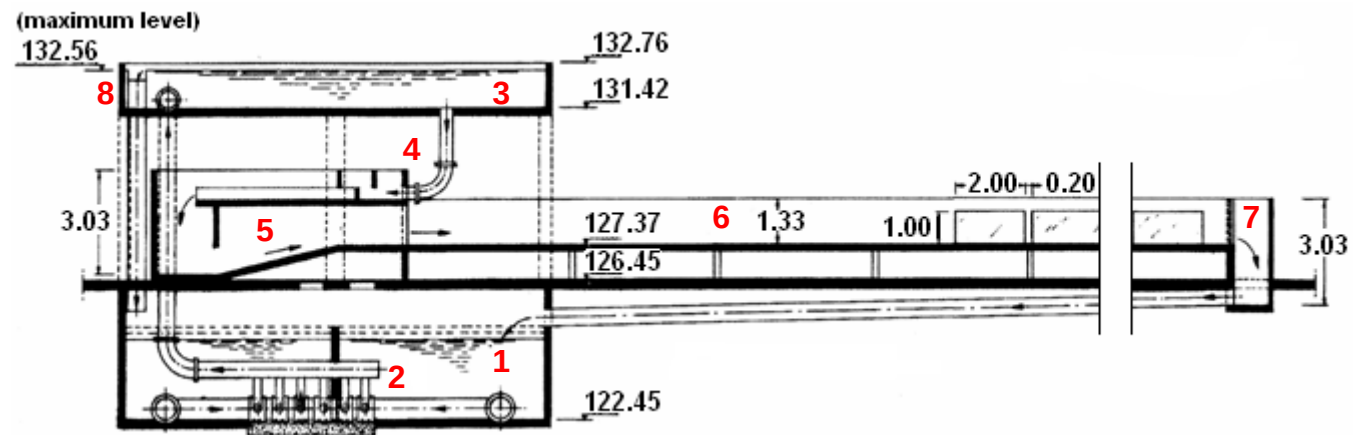


Figura 40- Esquema do circuito hidráulico antes de se proceder as alterações.

Legenda:

- 1 – Reservatório inferior
- 2 – Grupo electrobomba
- 3 – Reservatório de nível constante
- 4 – Conduta de alimentação do canal
- 5 – Rampa para diminuição da velocidade do escoamento
- 6 – Canal
- 7 – Comporta de regulação de níveis
- 8 – Trop-plein

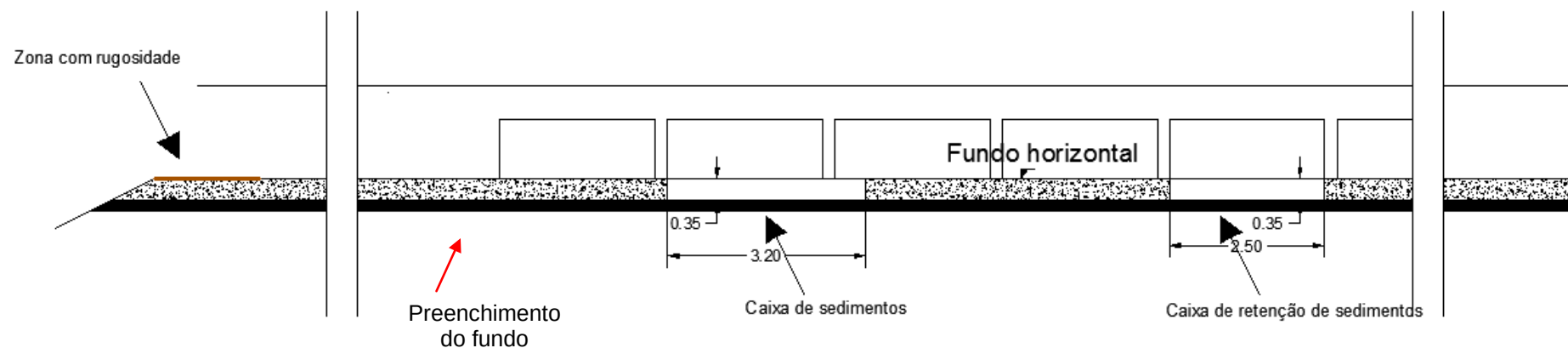


Figura 41 - Pormenor do canal depois das alterações do fundo.



Figura 42 – Zona de entrada do canal, com macro-rugosidades para estabilização do escoamento.

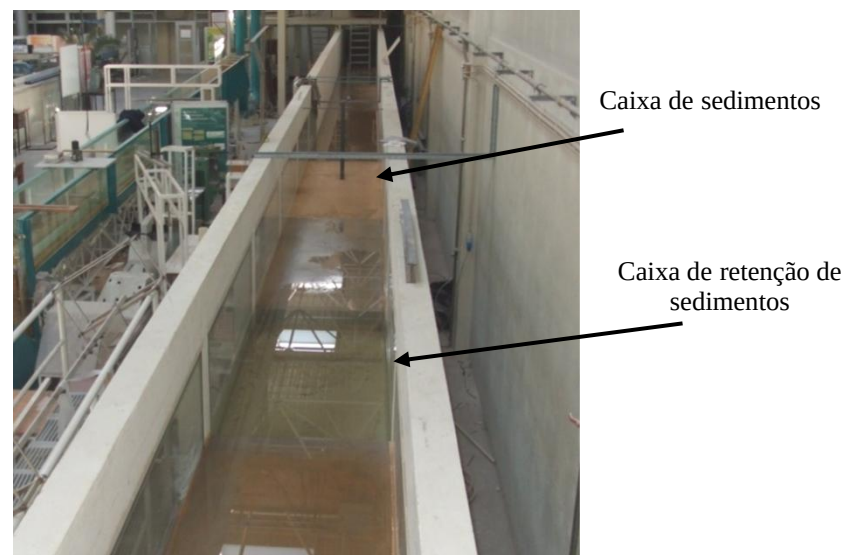


Figura 43 - Canal visto de jusante da caixa de retenção dos sedimentos.

O percurso da água pelo circuito hidráulico inicia-se no reservatório inferior, que alimenta os grupos electrobomba (figura 45) que enviam a água através de uma conduta elevatória, até ao reservatório superior de estabilização do escoamento (figura 44). Na realidade este reservatório tem como principal objectivo anular as flutuações de caudal, através da garantia de um nível constante da superfície livre da água, o que é conseguido através de um *trop-plein*, que permite que o excesso de água bombada pelos grupos electrobomba retorne ao reservatório principal.

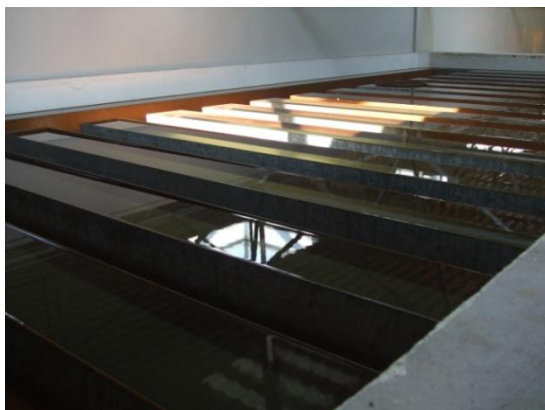


Figura 44 - Reservatório de nível constante



Figura 45 - Grupos electrobomba

O reservatório de regularização alimenta uma conduta de grande diâmetro provida de uma válvula (ver figura 46), que permite controlar o escoamento no caso de grandes caudais, não tendo no entanto, precisão suficiente para um ajuste “fino” da gama de valores dos caudais da actividade experimental pretendida. Assim, foi utilizado um circuito de derivação já existente, localizado a montante da válvula da conduta principal, com o diâmetro nominal de 110 mm, que permitia obter caudais até cerca de 31 l/s. Entretanto e para que fosse possível a obtenção de toda a gama de caudais previstos para a realização de todos os ensaios propostos, tornou-se necessário a realização de um circuito de derivação adicional localizado na mesma zona, este com um diâmetro nominal de 90 mm e que permitia um caudal adicional de cerca de 22 l/s. Em ambos os circuitos o escoamento era controlado pela presença de válvulas e medido através de caudalímetros, posteriormente caracterizados (ver figura 46).

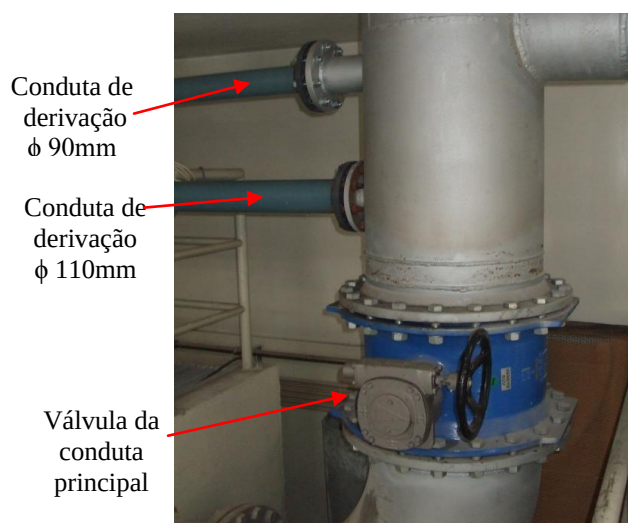


Figura 46 - Conduta principal e condutas de derivação da alimentação do canal

A água saía em jacto das condutas do circuito de derivação de acesso ao canal principal. Nesta zona, existe um pequeno reservatório, que em conjunto com uma zona com macro-rugosidades (ver figura 42), garante a estabilização do escoamento na entrada do canal. A zona apresentada na figura 42 tinha como função apresentar uma rugosidade extra ao escoamento, que permitisse dissipação de energia e, assim, um escoamento mais estável.

Na extremidade final do canal, existe uma comporta de regulação de níveis (figura 47), comporta essa eléctrica, com comando que permite o controlo da altura de escoamento a montante, de acordo com os valores pretendidos nos ensaios. A altura do escoamento foi medida através de uma régua graduada, nomeadamente, num ponto fixo, imediatamente a montante da zona de ensaios (“caixa” de sedimentos) e em diversos pontos ao longo do escoamento.

Por fim, depois de a água passar a comporta, esta é reencaminhada por uma conduta ao reservatório principal (ver figura 40), completando assim o circuito hidráulico fechado.



Figura 47 - Comporta de regulação de níveis.

5.2 – INSTALAÇÃO DE ENSAIO

5.2.1 - CARACTERIZAÇÃO DOS PILARES ENSAIADOS

Os pilares foram corporizados por tubos em PVC, sendo que foram usados nesta campanha experimental 3 pilares com diâmetros diferentes, $D_c=50\text{mm}$, $D_c=75\text{mm}$ e $D_c=110\text{mm}$. Os pilares tinham de altura cerca de 1,20 m, tendo uma abertura na parte inferior e uma abertura na parte superior, como está esquematizado na figura 48, para permitir a colocação dos parafusos roscados que garantiam a estabilidade da estrutura.

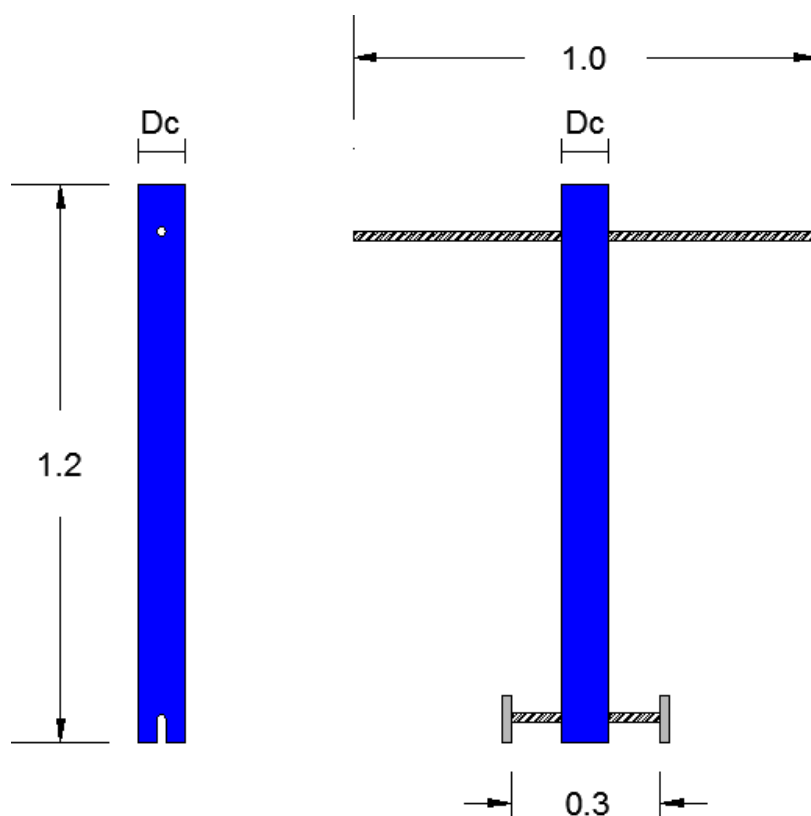


Figura 48 - Esquema dos pilares a ensaiar.

Optou-se por colocar o pilar mais próximo da extremidade montante da caixa de sedimentação (ver figura 49), uma vez que a cavidade de erosão se estende para jusante. Pretendeu-se assim, quantificar o desenvolvimento natural da cavidade de erosão sem que esta fosse interrompida pelo fim da caixa de sedimentos.

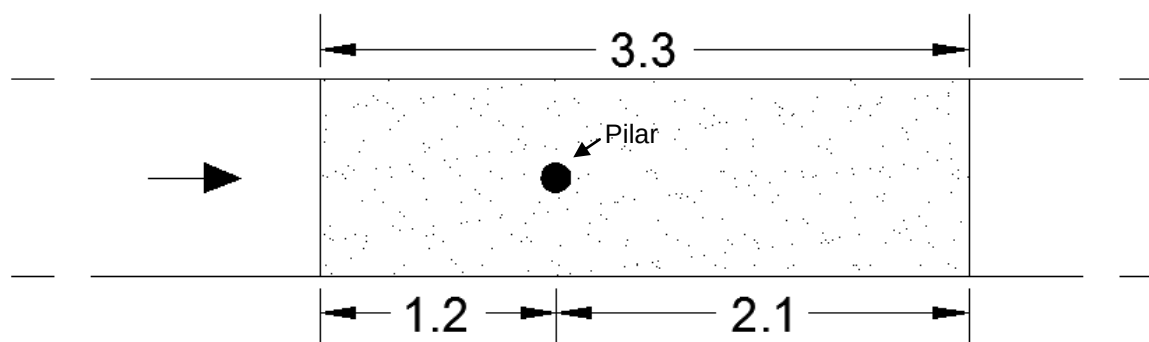


Figura 49 - Esquema em planta da posição do pilar na actividade experimental.

5.2.2 - ESTRUTURAS DE SUPORTE DO PILAR

Na realização dos ensaios foram utilizados tubos PVC que colocados na vertical, simulavam a presença de um pilar de uma ponte. Para tornar perfeitamente vertical o tubo de PVC e evitar possíveis movimentos que fossem perturbar os resultados a obter, optou-se por fixar os tubos em duas zonas, na sua zona inferior e na sua zona superior da tubagem, minimizando-se, deste modo, possíveis movimentos de rotação que poderiam ocorrer caso só existisse uma fixação.

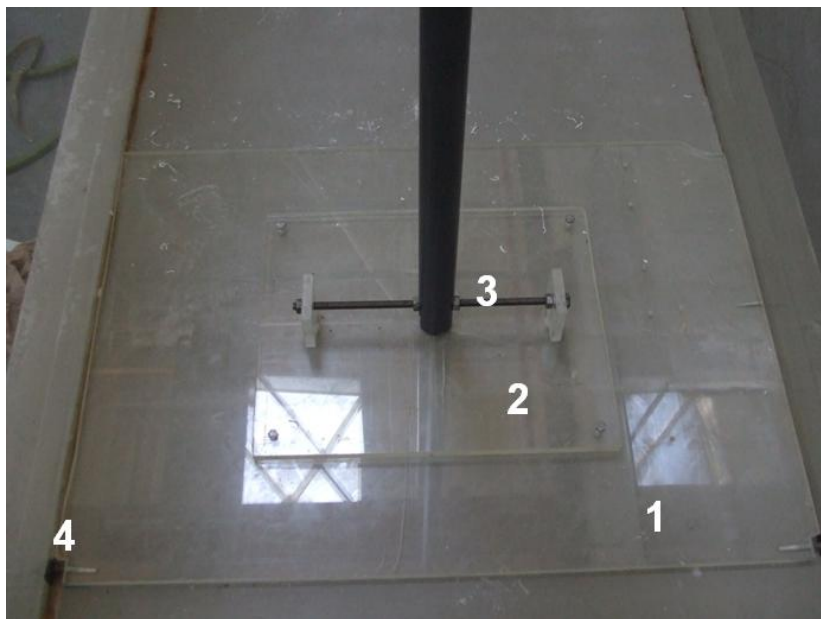


Figura 50 - Sistema de fixação inferior.

O sistema de fixação inferior (2 e 3 na figura 50) é constituído por uma placa quadrada com cerca de 60 cm de lado (2 na figura 50), que é aparafusada a placa 1 (figura 50), que reveste o fundo original do canal. O controlo da horizontalidade é feito através de um nível, ajustando-se os parafusos de ligação das duas placas até que a placa 2 esteja, perfeitamente, na horizontal.

Em 3 da figura 50 está identificado o sistema usado para fixar o tubo. Este é um sistema constituído por dois suportes de perspex de cada lado, que têm como principal função a estabilização do parafuso roscado que passa pelo interior do tubo e, assim, evitar o seu movimento. Este é um sistema estável devido a presença das porcas que através do seu aperto/desaperto causam compressão no tubo e, assim, o tornam imóvel.

O sistema de fixação inferior descrito é, conforme referido, suportado por uma placa de perspex (1 na figura 50) colocada a toda a largura do canal, ou seja, com um comprimento de 1 metro e com uma largura de 80 cm. Na zona indicada no ponto 4 na figura 50 foram colocados uns parafusos, para permitirem a fixação da placa 1 pela compressão no vidro. Esse contacto era mediado por uma borra, com o objectivo de minorar possíveis danos no vidro e causar maior atrito entre a placa e o canal garantindo, deste modo, sua imobilização.

O sistema de fixação superior é mais simples, constituído apenas por um parafuso roscado que atravessa o tubo de um lado ao outro do canal, sendo que as porcas garantem uma posição perfeitamente fixa do tubo, por compressão (figura 51).



Figura 51 - Pormenor do sistema de fixação superior.

5.2.3 - DESCRIÇÃO DO DRENO

A caixa de sedimentação foi cheia com areia, cuja compactação é necessário garantir e cuja superfície é necessário nivelar no início de cada ensaio. Também devido à necessidade de alteração do diâmetro do pilar a ensaiar foi colocado um dreno na caixa de sedimentação com o objectivo de drenar a água presente na areia e assim tornar possível a realização dos procedimentos descritos.

O dreno foi coberto com géotextil com o intuito de impedir a passagem da areia e permitir a passagem da água, sendo posicionado na zona mais a jusante da caixa, com vista a tornar mais eficiente a drenagem. Este foi ligado a uma tubagem provida de uma válvula (“on/off”), situada por baixo do canal que permitia o retorno da água escoada ao reservatório inferior.



Figura 52 - Pormenor do dreno.



Figura 53 - Pormenor do dreno coberto com géotextil.

5.3 – EQUIPAMENTOS DE MEDIÇÃO

5.3.1 - CAUDALÍMETRO

Com o objectivo de se proceder a medição do caudal que aflui ao canal instalaram-se, em ambas as condutas de derivação, caudalímetros electromagnéticos (figura 54) providos de um visor digital que permite observar o caudal instantâneo que passa pelas mesmas.



Figura 54 - Caudalímetros electromagnéticos.

Caudalímetro 1 – Instalado na conduta de derivação com diâmetro de 90 mm, da marca *Sparling*, modelo *Tiger Mag*, com precisão ao mililitro/segundo e uma incerteza de 0,5 % do caudal vazado.

Caudalímetro 2 – Instalado na conduta de derivação com diâmetro de 110 mm, da marca *Sparling*, modelo *Waterhawk*, com precisão ao decilitro/segundo e uma incerteza de 2 % do caudal vazado.

5.3.2 - ESTRUTURA DE SUPORTE DO HIDRÓMETRO

Foi utilizado um hidrómetro na medição da profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão. Para avaliar a variação da altura da cavidade era necessária uma estrutura estável e fixa para que, por um lado, não existissem variações na posição do hidrómetro, durante a realização de um ensaio, e, por outro, permitissem a sua fácil movimentação vertical para acompanhar o desenvolvimento temporal da cavidade de erosão.

Foi idealizada e realizada uma estrutura em U, de suporte do hidrómetro, para que aquele estivesse posicionado mais próximo do escoamento. Essa estrutura era apoiada num carrinho de rolamento que existia no topo do canal para permitir o deslocamento do hidrómetro ao longo do canal. Com vista a fixar a posição do hidrómetro, foram colocados uns parafusos de imobilização (ver figura 55).

Com vista a permitir a realização das medições na vertical pretendida, isto é, imediatamente a montante do pilar, foi realizada uma curva dupla na haste da agulha do hidrómetro (ver figura 56).

Para melhor identificação e referência, pintou-se a ponta da agulha do hidrómetro de vermelho, de modo que o operador, ao efectuar a descida da haste do hidrómetro até tocar no fundo, entretanto sujeito a erosão, tivesse como referência a posição em que deixasse de ser vista a ponta vermelha na realização de todas as medições (figura 57).

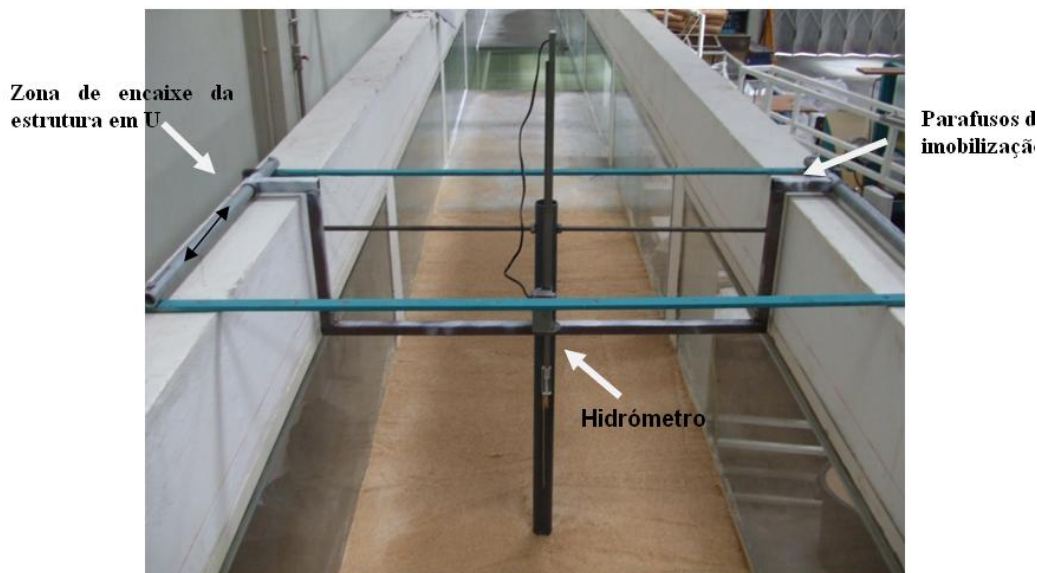


Figura 55 - Estrutura de suporte do hidrómetro.

Curvatura no hidrómetro



Figura 56 - Pormenor da curvatura do hidrómetro.



Figura 57 - Pormenor da ponta da agulha.

5.4 – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DO FUNDO

A areia utilizada na realização dos ensaios foi cedida pela Universidade da Beira Interior, instituição parceira da FEUP no programa de investigação referido no capítulo 1, tendo sido obtida por peneiração a partir de areia de granulometria extensa que foi retirada do rio Tejo. A peneiração teve como objectivo reduzir o coeficiente de graduação da curva granulométrica para que o material se

possa considerar uniforme. Na realidade, como já referido em 2.6, costuma-se considerar que o material do fundo de um leito é uniforme se o seu coeficiente de graduação, σ_D , for inferior a 1,5 ~ 2.

O coeficiente de graduação é obtido por:

$$\sigma_D = \frac{1}{2} \times \left(\frac{D_{84}}{D_{50}} + \frac{D_{50}}{D_{16}} \right) \quad (71)$$

A presente areia é idêntica a utilizada por Rui Lança (Lança et al, *em publicação*), no Laboratório de Hidráulica da UBI, sendo que a curva granulométrica da areia foi obtida de acordo com o procedimento prescrito nas especificações da norma NP-EN-933-1-2000, através de um ensaio realizado na UBI. O resultado encontra-se no gráfico 4.

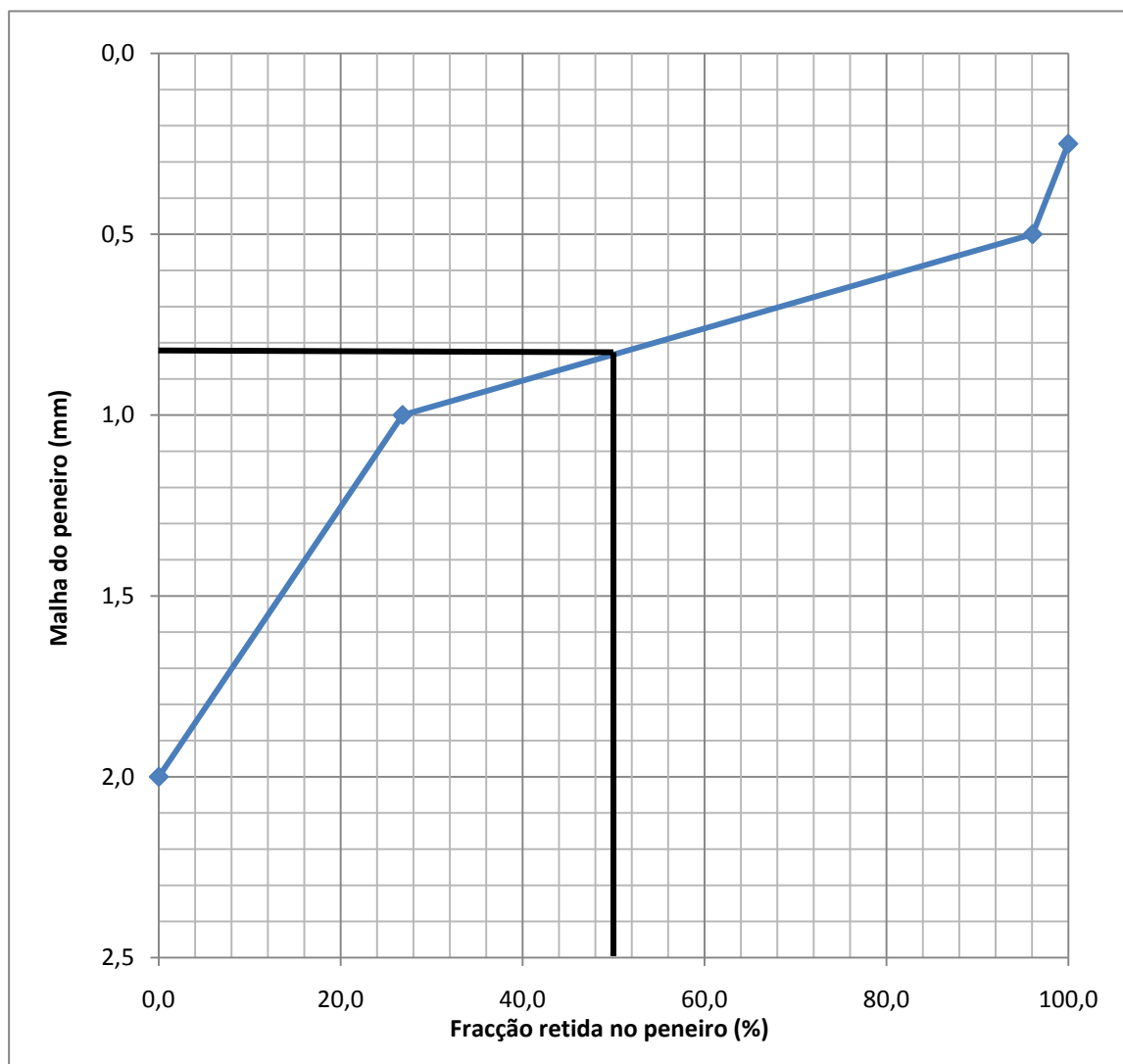


Gráfico 4 - Curva granulométrica da areia.

Depois de uma análise das características da areia concluiu-se que a mesma tinha como diâmetro mediano, $D_{50} = 0,86$ mm, coeficiente de graduação, $\sigma_D = 1,4$ e massa volúmica, $\rho_s = 2650 \text{ kgm}^{-3}$ (Lança et al, *em publicação*).

5.5 – CARACTERIZAÇÃO DA VELOCIDADE CRÍTICA DE INÍCIO DE MOVIMENTO

O presente trabalho experimental incluiu a condução de um conjunto de ensaios destinados ao estudo da profundidade máxima de equilíbrio, sendo que estes ensaios deveriam ser realizados para uma $U \approx U_c$.

A avaliação da velocidade média crítica do movimento do material é de grande importância uma vez que a profundidade de equilíbrio de cavidades de erosão é função da intensidade do escoamento de aproximação, U/U_c . Atribui-se, muitas vezes, a esta análise uma das possíveis causas de dispersão entre resultados experimentais de diversos estudos conhecidos (Fael 2007).

Para comparar as diferenças entre vários métodos existentes, calcularam-se valores da U_c pelas fórmulas de Neil (1967), de Garde (1970) e Florida Department of Transportation (2005), descritas no subcapítulo 2.6.1.

A aplicação das fórmulas e métodos atrás descritos conduziram aos resultados incluídos na tabela 7 e expressados no gráfico 5.

Tabela 7 - Valores da velocidade crítica (m/s) para $D_{50} = 0,86\text{mm}$, de acordo com diferentes métodos.

h (m)	Neil (1967)	Garde (1970)	FDT (2005)	Maior diferença
0,05	0,2799	0,2964	0,2496	17%
0,075	0,2915	0,3068	0,2704	13%
0,1	0,3000	0,3142	0,2852	10%
0,125	0,3068	0,3199	0,2966	8%
0,15	0,3124	0,3246	0,3060	6%
0,2	0,3215	0,3319	0,3208	3%

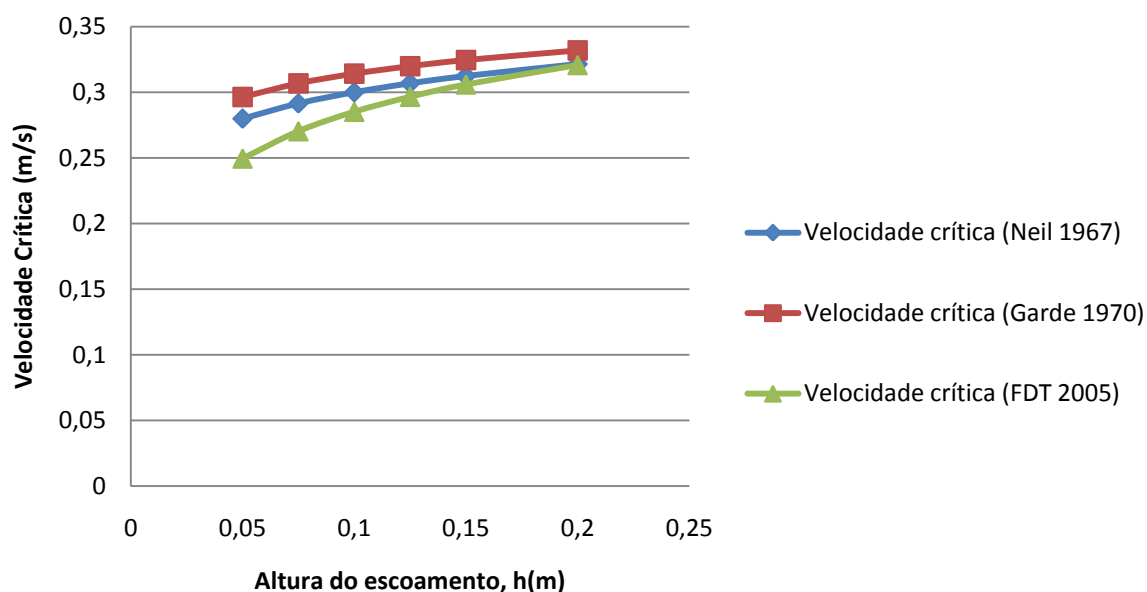


Gráfico 5 - Valor da velocidade crítica (m/s) em função da altura do escoamento para $D_{50} = 0,86\text{mm}$.

Com efeito, pela observação dos valores da tabela 7, obtidos para $D_{50} = 0,86 \text{ mm}$, para alturas de escoamentos com uma gama de valores entre os 5 e 20 centímetros e respectivas velocidades críticas, verificou-se que o método com valores mais conservativos (inferiores) se tratava do método proposto pelo FDT (2005), seguido da fórmula de Neil (1967), sendo a fórmula de Garde (1970) a que conduzia a maiores valores de velocidade crítica.

O valor da maior diferença percentual patente na tabela 7 foi calculado dividindo a maior diferença encontrada entre os 3 valores da velocidade obtidos, pela média dos 3 valores. Constatou-se, assim, que à medida que o valor da altura do fluxo de escoamento aumenta, a diferença dos valores diminui, existindo uma diferença entre os métodos de 17% para uma altura de 5 cm e de apenas 3% para uma altura de 20 cm.

Ensaio realizado por Lança (*em publicação*), no canal do laboratório de hidráulica da UBI, em areia com a mesma granulometria indicaram que para valores de alturas de escoamento baixas, como as verificadas no presente estudo, o método mais adequado para a caracterização da velocidade crítica de início de movimento do material do fundo era o do FDT (2005).

Assim sendo, os valores da U_c foram calculados, tal como sugerido por Lança (*em publicação*), por este método e afectados com um factor de segurança de 3%, para minimizar o possível transporte sedimentar que pudesse ocorrer por dificuldades em estabelecer, exactamente, o regime proposto.

5.6 – CARACTERIZAÇÃO DO TEMPO DE EQUILÍBRIO

Na realização do presente estudo, adoptou-se um critério que consistiu em considerar atingido o equilíbrio quando o aumento da profundidade de erosão da cavidade em 24 horas fosse inferior ou igual a 1mm. Este critério teve assim como objectivo conseguir abranger todos os critérios descritos no subcapítulo 3.3.1, para permitir posterior comparação entre eles, a ser realizada no capítulo 6. Na realidade o critério mais exigente dos três referidos foi o proposto por Fael (2007), que para areia utilizada ($D_{50} = 0,86 \text{ mm}$) consideraria o equilíbrio quando o aumento da profundidade fosse menor que 1,72 mm em 24 horas. O critério adoptado, incremento da profundidade $\leq 1 \text{ mm}$ em 24 horas é, assim, adequado para este estudo.

Sempre que era verificado o cumprimento deste critério procedia-se a paragem do ensaio, desligando-se o grupo electrobomba.

5.7 – PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Neste parágrafo são descritos os principais procedimentos experimentais adoptados no estudo.

Na preparação para o início dos ensaios adoptou-se o seguinte procedimento experimental:

1. A “caixa” de sedimentos era preenchida com material do fundo;
2. Nivelava-se o material do fundo com ajuda de uma régua de alumínio, fazendo-se deslocar a régua em toda a extensão da caixa de modo que se conseguisse ter a superfície do fundo regular;
3. Depois de concluída a regularização da superfície do fundo de areia, protegia-se a zona ao redor do pilar com duas chapas metálica. As placas tinham de largura 40 cm e de comprimento 80cm, e na zona central um meio círculo que permitia o encaixe do tubo ficando este, completamente, rodeado (figura 58), no sentido de evitar erosão no pilar antes de se obter o escoamento pretendido.

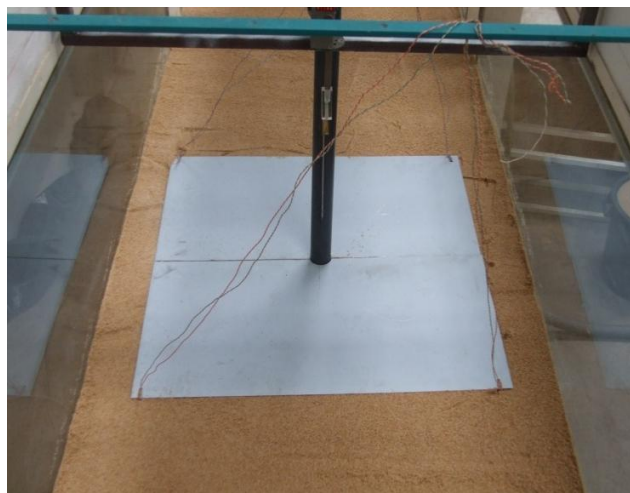


Figura 58 - Chapas de protecção do escoamento.

4. Accionavam-se os grupos electrobomba e enchia-se, lentamente, o canal com caudais baixos na ordem dos 3 l/s e esperava-se que a altura do escoamento estivesse próxima do valor da altura pretendida para o ensaio;
5. Abria-se e fechava-se a válvula a jusante do dreno com o intuito de acelerar o processo de assentamento de areia. Parava-se quando não se verificava, à vista desarmada, um abaixamento da areia;
6. Aumentava-se, lentamente, o caudal até chegar ao caudal pretendido para a realização do ensaio;
7. Ajustava-se a comporta de regulação do nível de água, a jusante do canal, até se obter a altura de escoamento pretendida com o caudal fixo;
8. Verificava-se a estabilização do escoamento através da medição da altura de escoamento em vários pontos do canal;
9. Depois de estabilizado o escoamento retiravam-se as chapas metálicas com ajuda dos fios colocados nos seus cantos, retirando-se primeiro a placa de jusante e só depois a placa de montante, e dava-se início ao ensaio.

Como descrito na bibliografia, constatou-se que a zona onde se observava a profundidade máxima da cavidade de erosão ocorria junto à face montante do pilar.



Figura 59 - Localização da secção vertical de medição da profundidade das cavidades de erosão.

A evolução a profundidade de erosão era obtida, através de várias medições, sendo que em cada medição era registada o valor obtido no hidrómetro e registada a data e hora da medição. O valor de $h_s(t)$ era alcançado pela diferença entre o valor obtido em cada medição e o valor registado no início do ensaio.

As medições foram realizadas durante a primeira hora com intervalos de, aproximadamente, 5 minutos; posteriormente, os intervalos entre medições foram sendo aumentados, progressivamente, até que, passado o primeiro dia, eram realizadas apenas três ou quatro medições diárias. Na realidade, sendo que o principal objectivo do número de medições era o de descrever de forma correcta e objectiva a evolução da cavidade de erosão, nas primeiras horas eram realizados bastantes medições, pois era nessa fase em que se verificava uma evolução muito rápida da profundidade da cavidade de erosão.

5.8 – DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS

No presente subcapítulo são apresentados os ensaios realizados no âmbito do estudo experimental realizado para a prossecução dos objectivos em estudo. Os ensaios propostos dividiram-se em duas séries diferentes, a série A, composta por 4 ensaios e a série B composta por 3 ensaios, sendo os ensaios destas duas séries designados de ensaios base. Antecedendo estas duas séries foram realizados dois ensaios preliminares.

O valor do caudal do ensaio era obtido através do valor da velocidade média pretendido, cerca de 97% da velocidade média crítica e do valor pretendido da altura do escoamento, a partir da fórmula:

$$Q = U \times S \quad (80)$$

Os ensaios foram especificados a respeitar duas condições básicas:

- $B/h \geq 5$ de modo a evitar possíveis efeitos de parede;
- $B/D_c \geq 5$ de modo a evitar ou minimizar a contracção da cavidade de erosão.

em que B representa a largura do canal, que para este caso é de um metro.

Na figura 60, é apresentado um esquema simplificado de um corte da instalação experimental, com a simbologia utilizada para caracterizar os ensaios.

D_c = Diâmetro do pilar circular

h = profundidade do escoamento

D_{50} = Dimensão média do material do fundo

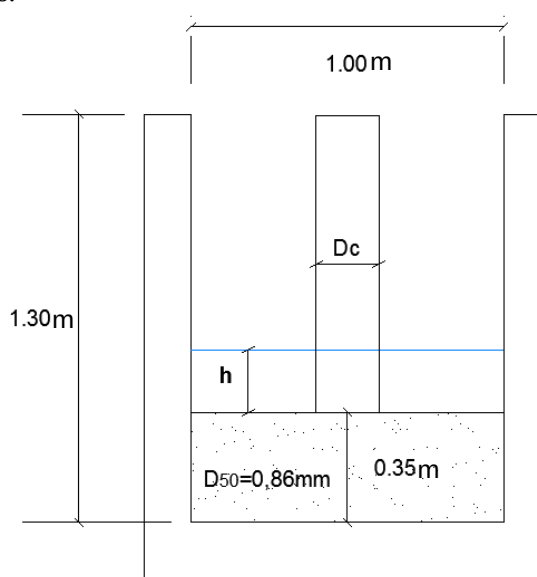


Figura 60 - Esquema da instalação.

5.8.1 – ENSAIOS PRELIMINARES

Esta primeira série de ensaios teve como propósito a avaliação da metodologia escolhida na realização dos ensaios, com vista a validar e otimizar os procedimentos a realizar nos ensaios base.

Foi objectivo, igualmente, avaliar o método utilizado para o cálculo da velocidade crítica, verificando se para valores de U superiores ao previsto por FDT (2005) do valor da U_c , existia transporte sedimentar. Ora, o primeiro ensaio consistiu em superar o valor da velocidade crítica em cerca de 30% e o segundo ensaio consistiu em superar esse valor em cerca de 3%.

Estes ensaios tiveram, também, como objectivo tentar perceber o efeito da intensidade de escoamento U/U_c em ensaios realizados sem alimentação artificial e comparar o valor da profundidade máxima de equilíbrio da cavidade de erosão de ensaios realizados abaixo da velocidade crítica e, consequentemente, sem transporte sedimentar, com ensaios realizados acima da velocidade crítica e consequentemente, com transporte sedimentar.

Tabela 8 - Descrição dos ensaios preliminares.

D_c (mm)	h/D_c	D_c/D_{50}	h (mm)	U (m/s)	Q (l/s)	Ensaio
50	1,5	58	75	0,35 (1,30. U_c)	26	X
50	1,2	58	60	0,267 (1,03. U_c)	16	Y

5.8.2 – ENSAIOS PARA O ESTUDO DO EFEITO DA ALTURA DO ESCOAMENTO, h/D_c ;

Os ensaios para o estudo do efeito da altura de escoamento foram conduzidos com a mesma areia, com o mesmo diâmetro do pilar, com $U = 0,97 U_c$, variando o valor da relação adimensional h/D_c , de modo que fosse possível estudar o efeito dessa variação. A tabela 9, resume as características desses ensaios.

Tabela 9 - Descrição dos ensaios para o estudo do efeito da altura do escoamento.

D_c (mm)	h/D_c	D_c/D_{50}	h (mm)	$0,97 * U_c$ (m/s)	Q (l/s)	Ensaio
50	1,0	58	50	0,242	12,1	A1
50	1,5	58	75	0,262	19,7	A2
50	2,0	58	100	0,277	27,7	A3
50	2,5	58	125	0,288	36,0	A4

5.8.3 – ENSAIOS PARA O ESTUDO DO EFEITO DA GRANULOMETRIA DO MATERIAL DO FUNDO, D_c/D_{50}

Os ensaios para o estudo do efeito da altura de escoamento foram conduzidos com a mesma areia, alterando o diâmetro do pilar D_c e, consequentemente, a relação D_c/D_{50} de maneira a que fosse possível estudar o efeito daquela variação. A velocidade média considerada foi, novamente, $U = 0,97 U_c$ e a relação D_c/D_{50} compreendeu 3 valores: 58,87 e 128. A tabela 10 resume as características desses ensaios.

De notar que o ensaio B0 da série 2 corresponde ao ensaio A1 da série 1. É, portanto, um ensaio que serve de ligação entre as duas séries, permitindo o estudo tanto do efeito da altura do escoamento, como o efeito da granulometria do material do fundo.

Tabela 10 - Descrição dos ensaios para o estudo do efeito da granulometria do material do fundo.

D_c (mm)	h/D_c	D_c/D₅₀	h (mm)	0,97 * U_c (m/s)	Q (l/s)	Ensaio
50	1,0	58	50	0,242	12,1	B0
75	1,0	87	75	0,262	19,7	B1
110	1,0	128	110	0,281	31,0	B2

6

ENSAIOS E RESULTADOS DA ACTIVIDADE EXPERIMENTAL

Neste capítulo, serão analisados os resultados referentes aos seis ensaios base e aos dois ensaios preliminares realizados no Laboratório de Hidráulica da FEUP.

Pretende-se com os ensaios analisar e quantificar a profundidade máxima de equilíbrio da fossa de erosão provocada pela presença no escoamento de pilares circulares simples. Conforme referido em 5.7, os ensaios realizados para atingir os objectivos referidos e pretendidos corresponderam a duas séries; a série A, com 4 ensaios, permitindo avaliar o efeito da altura do escoamento, e a série B, com 3 ensaios (um igual ao da série anterior) que analisa o efeito da granulometria do material do fundo. Essas séries foram antecedidas por dois ensaios preliminares (ensaio X e Y).

Os valores medidos para a profundidade de erosão máxima de equilíbrio serão ainda comparados com as correspondentes previsões obtidas através das formulações teóricas apresentadas no capítulo 4, assim como, serão analisados os valores obtidos nos ensaios para o tempo necessário para atingir o estado de equilíbrio da erosão (tempo de equilíbrio), por comparação com o tempo obtido através das formulações teóricas, apresentadas no capítulo 3.

Serão também analisados os dois ensaios preliminares, realizados com velocidade média de escoamento superior à velocidade crítica e será feita uma comparação, destes com os restantes ensaios.

6.1 – ANÁLISE GERAL DOS ENSAIOS

Os ensaios consistiram na realização de várias medições da profundidade de erosão obtidas ao longo do tempo, seguindo os procedimentos descritos em 5.8, até se atingir a profundidade de equilíbrio, de acordo com o critério adoptado, anteriormente referido. O conjunto completo dos valores dessas medições, assim como as fotos da cavidade de erosão final dos 8 ensaios, são apresentadas em anexo. Entretanto, são de seguida apresentados alguns desses dados, com o intuito de permitir realizar uma análise padrão dos ensaios realizados.

Assim, na tabela 11, são apresentados os resultados das medições da profundidade de erosão obtidas ao longo do ensaio B1 ($h/D_c = 1$; $D_c/D_{50} = 87$), onde é apresentada a informação dos dias em que se realizaram os ensaios, o tempo em minutos contado a partir do momento em que se iniciou o ensaio, o valor da medição observada no hidrómetro e a correspondente profundidade de erosão, ambas em centímetros.

Tabela 11 - Medições realizadas durante o ensaio (ensaio B1).

Dias	Tempo (min)	Valor de medição (cm)	Profundidade de erosão (cm)
Ensaio iniciado em 01-06-2010 às 11 horas e 25 min.	0	24,5	0
	1	23	1,5
	3	22	2,5
	8	21,5	3
	11	21,2	3,3
	14	21,1	3,4
	20	20,8	3,7
	25	20,7	3,8
	30	20,6	3,9
	35	20,5	4
	40	20,3	4,2
	45	20,2	4,3
	50	20,1	4,4
	55	20,1	4,4
	65	19,9	4,6
	80	19,7	4,8
	155	18,9	5,6
	200	18,7	5,8
	245	18,5	6
	370	18	6,5
	415	17,9	6,6
02-06-2010	1295	17	7,5
	1440	16,8	7,7
	1560	16,6	7,9
	1705	16,5	8
	1895	16,4	8,1
03-06-2010	2795	16	8,5
	2985	15,9	8,6
	3335	15,8	8,7
04-06-2010	4235	15,6	8,9
	4405	15,5	9
	4770	15,4	9,1
05-06-2010	5975	15,2	9,3
06-06-2010	7545	15,1	9,4
	7655	15,1	9,4
07-06-2010	8595	15,1	9,4

O gráfico 6, representa a correspondente evolução da profundidade de erosão em função do tempo, do ensaio B1, podendo constatar-se que grande parte da erosão ocorreu na fase inicial do ensaio, sendo que nas primeiras 24 horas deste ensaio desenvolveu-se cerca de 82% da profundidade total, traduzindo, assim, a importância e a necessidade de que sejam realizadas um maior número de medições durante a fase inicial do ensaio para uma correcta caracterização do desenvolvimento da cavidade de erosão em ensaios em laboratório.

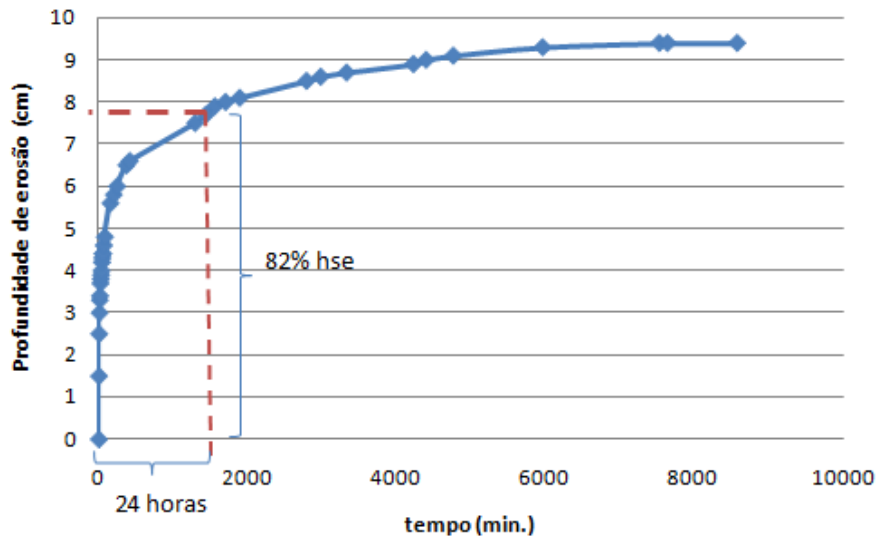


Gráfico 6 - Evolução da profundidade de erosão em função do tempo (ensaio B1).

Na figura 61, está representada uma fotografia com uma, vista lateral, da cavidade de erosão devido ao pilar, durante a realização do ensaio A4 ($h/D_c = 2$; $D_c/D_{50} = 58$) e um pormenor da cavidade de erosão correspondente. Verifica-se também a maior inclinação do talude de erosão a montante do pilar e a formação de um depósito de sedimentos, erodidos da cavidade de erosão, imediatamente a jusante da mesma.

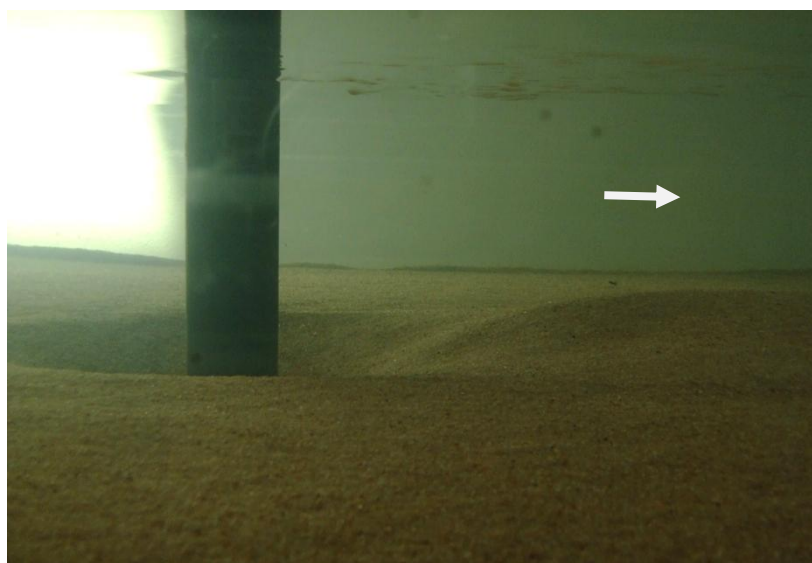


Figura 61 - Cavidade de erosão formada no decorrer do ensaio A4 (vista lateral).

Representando a profundidade de erosão em função do logaritmo do tempo, pode verificar-se conforme referido por Cardoso e Betess (1999) a presença das três fases de evolução da profundidade das cavidades de erosão: Fase Inicial, Fase Principal e Fase Final. O ensaio A2 ($h/D_c = 1,5$; $D_c/D_{50} = 58$) evidencia na perfeição a presença dessas três fases de acordo com a configuração proposta por Cardoso e Betess (1999), como é traduzido no gráfico 7. Essa evidência foi uma constante para os ensaios da série A. Já os dois ensaios complementares da série B (B1 e B2), ainda que traduzindo as 3 fases, não evidenciaram as configurações esperadas para as duas primeiras fases (gráfico 8).

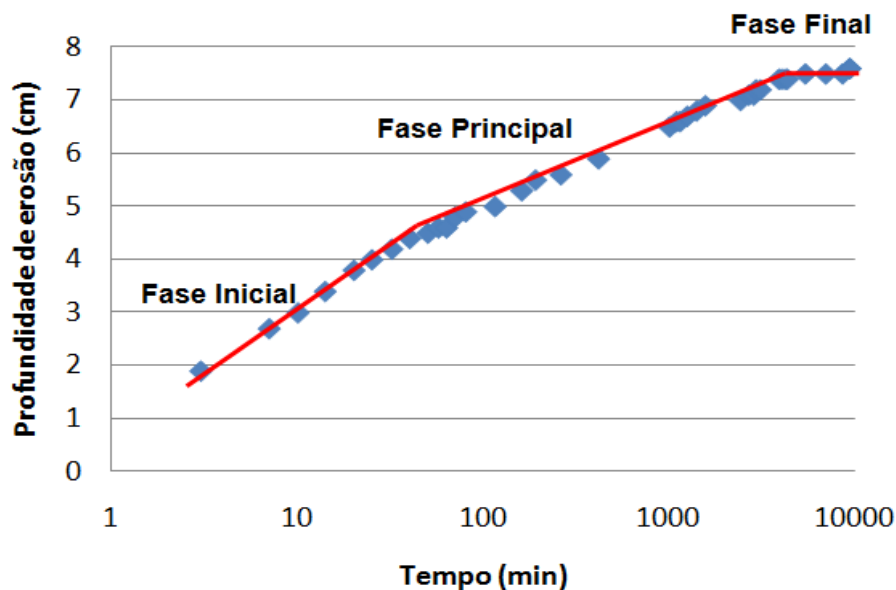


Gráfico 7 - Três fases da evolução da profundidade de erosão (ensaio A2).

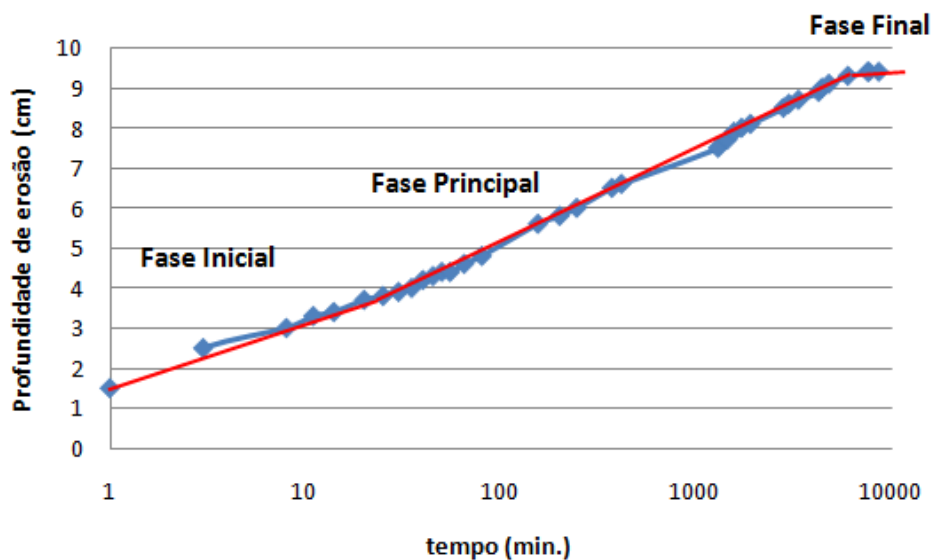


Gráfico 8 - Evolução da profundidade de erosão (ensaio B1).

No final dos ensaios, a forma da cavidade de erosão era do tipo da indicada nas figuras 62, 63 e 64, onde a seta indica o sentido em que processou o escoamento. Através das mesmas verifica-se um declive bastante elevado na cavidade de erosão a montante do pilar, com o ponto de máxima profundidade imediatamente a montante do pilar, e profundidade da cavidade de erosão diminuindo à medida que se desenvolvia para jusante, como se verifica na figura 63. De notar, a simetria presente na configuração da cavidade de erosão, sinal claro de um escoamento estável e uniforme (figura 64).



Figura 62 - Forma da cavidade de erosão no final do ensaio B1.

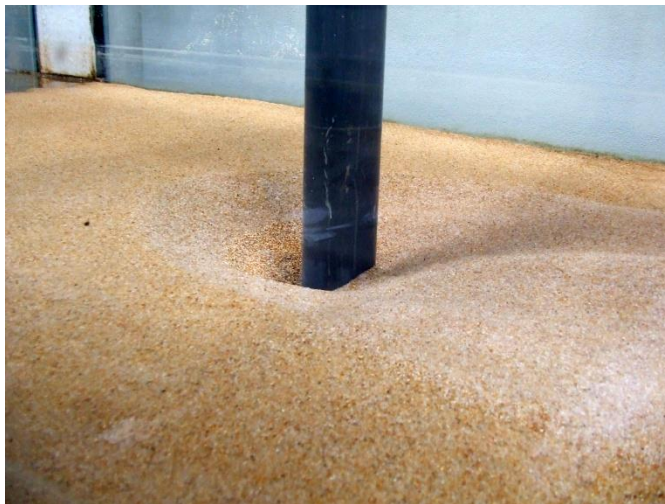


Figura 63 - Pormenor da cavidade de erosão junto ao pilar (ensaio B1).



Figura 64 – Efeito da formação da cavidade de erosão vista de jusante (ensaio B1).

Em todos os ensaios realizados, pode verificar-se que o escoamento tinha um comportamento bastante estável (figura 65), não se verificando vórtice ou turbilhões que pudessem influenciar os resultados obtidos. A variação existente no valor medido no caudalímetro era mínima ($< 1\%$) assim como a variação da altura do escoamento no canal ($\pm 1\text{mm}$), o que reflecte a adequabilidade do canal hidráulico do Laboratório de Hidráulica da FEUP para o estudo desta questão.



Figura 65 – Canal de ensaios: estabilidade do escoamento ao longo do canal.

6.2 - ANÁLISE DE RESULTADOS

6.2.1 - ANÁLISE DOS ENSAIOS PRELIMINARES

Com o intuito de ensaiar e afinar a metodologia de ensaio e de perceber a validade do critério teórico para fixação da velocidade crítica (método FDT, 2005) na realização desta actividade experimental, realizaram-se dois ensaios com velocidade superior a crítica: o ensaio X, com velocidade 30% superior a crítica; e o ensaio Y com uma velocidade cerca de 3% superior à crítica.

Os resultados da profundidade máxima de equilíbrio, assim como os parâmetros característicos dos dois ensaios são apresentados na tabela 12.

Tabela 12 - Resultados da profundidade máxima de equilíbrio obtidos nos ensaios preliminares.

Ensaio	h/D_c	D_c/D_{50}	h (mm)	U (m/s)	D_c (mm)	h_{se} (mm)	h_{se}/D_c
X	1,5	58	75	0,350 (1,30 U_c)	58	100	2,00
Y	1,2	58	60	0,267(1,03 U_c)	58	84	1,68

Na realização do primeiro ensaio verificou-se que logo a partir do momento em que foi estabelecido o escoamento pretendido, observou-se um forte transporte sedimentar, que provocou uma franca infra-escavação da zona a montante do pilar. Tendo-se optado por terminar o ensaio, verificou-se no final, que tinha sido erodido cerca de 4,1 cm do leito imediatamente a montante do pilar e 5 cm do leito mais montante, valor bastante significativo, da ordem de grandeza de cerca de 50% da profundidade máxima de equilíbrio da fossa de erosão criada devido a presença do pilar, se não tivesse havido variação no nível do leito a montante do pilar (ver figura 66 e 67).

Observou-se também que muito dos sedimentos que eram erodidos a montante e transportados para jusante, acabavam por entrar dentro da cavidade de erosão (condição típica de ensaios realizados com transporte sedimentar), o que acabou por influenciar bastante o desenvolvimento da profundidade da erosão, visto que logo numa fase muito prematura do ensaio se verificou um declínio do valor da profundidade de erosão não corrigida da erosão do leito a montante, como se verifica no gráfico 9.

Na realidade, uma vez que não existia alimentação artificial do ensaio com sedimentos, à medida que a erosão aumentava a montante, a quantidade de sedimentos transportados no escoamento ia diminuindo, devido ao aumento da secção do escoamento e à correspondente diminuição da velocidade do escoamento. Assim, a partir de dado instante, verificou-se novamente um aumento da profundidade (não corrigida da erosão do leito a montante) de erosão devido a presença do pilar no escoamento, uma vez que a quantidade de sedimentos que “alimentavam” a cavidade de erosão era cada vez menor.

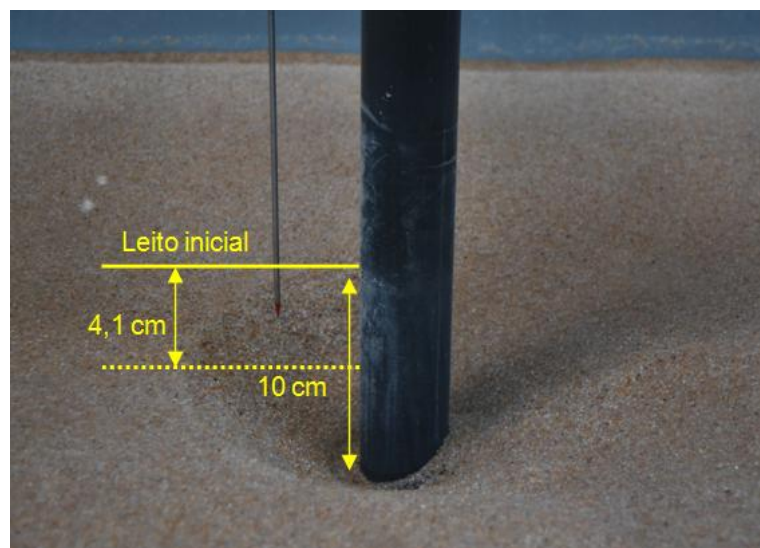


Figura 66 - Pormenor da erosão que ocorreu a montante do pilar (ensaio X).

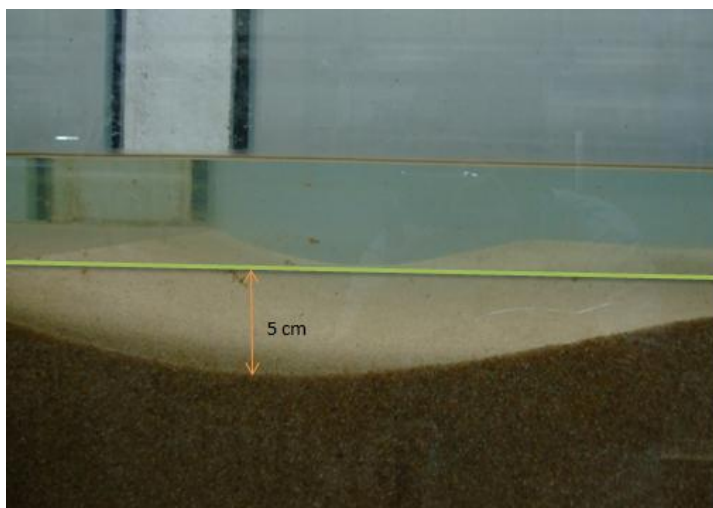


Figura 67 - Erosão que ocorreu a montante do pilar (ensaio X).

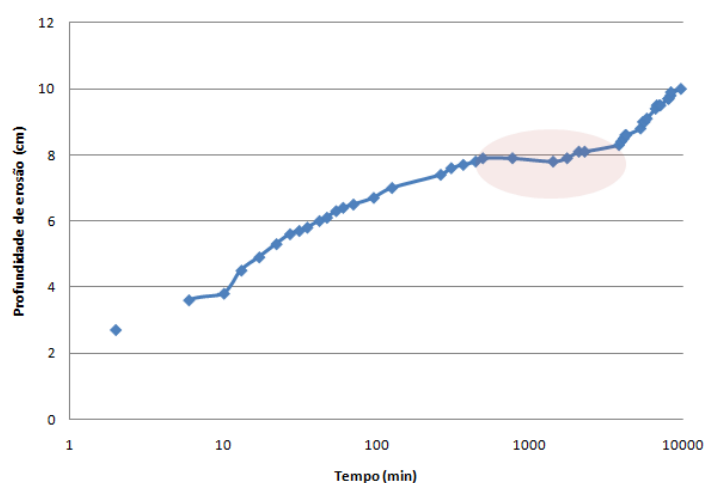


Gráfico 9 - Evolução da profundidade, relativamente ao nível do leito original de erosão em função do tempo (ensaio X).

Como é óbvio, no final deste ensaio, o volume de sedimentos acumulado na caixa de retenção de sedimentos, situada a jusante, foi significativo, como se verifica na figura 68.



Figura 68 – Pormenor da caixa de retenção de sedimentos no final do ensaio X.

Comparando a profundidade máxima de equilíbrio, não corrigida da erosão do leito a montante, do ensaio X com a profundidade de equilíbrio do ensaio A2 (resultados dos ensaios base, indicados na tabela 14 e 15), ambos os ensaios com as mesmas condições de escoamento com exceção do valor da velocidade média de escoamento, verificamos que o valor correspondente ao ensaio X é substancialmente superior (cerca de 32 %), em relação ao correspondente valor obtido no ensaio A2. No entanto, se for feita uma correcção retirando o valor da descida do leito do fundo, (cerca de 4,1cm, como indicado na figura 66) verifica-se que a profundidade da cavidade de erosão é de cerca de 5,1 cm, ou seja substancialmente inferior (cerca de 49%) ao obtido no ensaio A2.

No ensaio Y, realizado com uma velocidade ligeiramente superior à estimada para a velocidade crítica, não se verificou a “olho nu” transporte sedimentar para a cavidade de erosão formada, verificando-se uma evolução aparentemente “normal” da profundidade de erosão em função do tempo, como se verifica no gráfico 10. No entanto, pode verificar-se que na transição entre o betão e a areia existiu, ainda assim, uma erosão da camada superior do leito. Na figura 68 a) e b) podemos observar, respectivamente, essa erosão e a respectiva zona de deposição dos sedimentos erodidos a montante da cavidade, que formava uma camada bem definida e que ia evoluindo para jusante à medida que o tempo progredia.

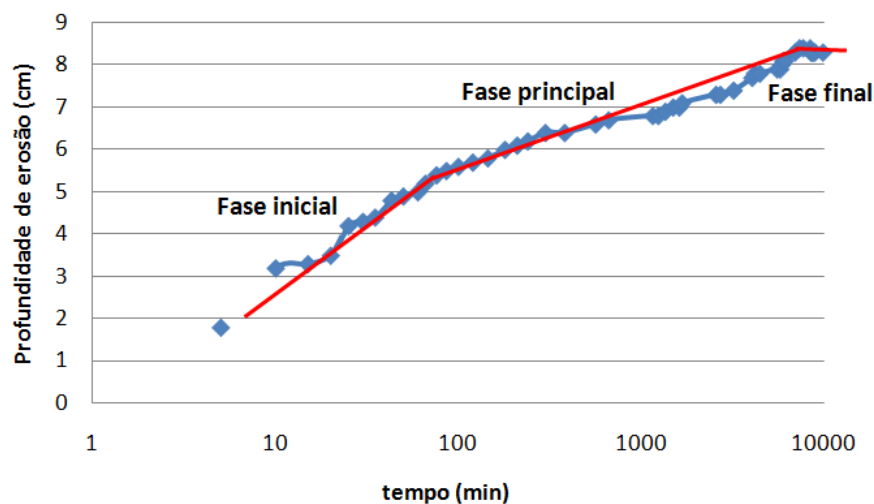


Gráfico 10 - Evolução da profundidade de erosão em função ao logaritmo do tempo (ensaio Y).

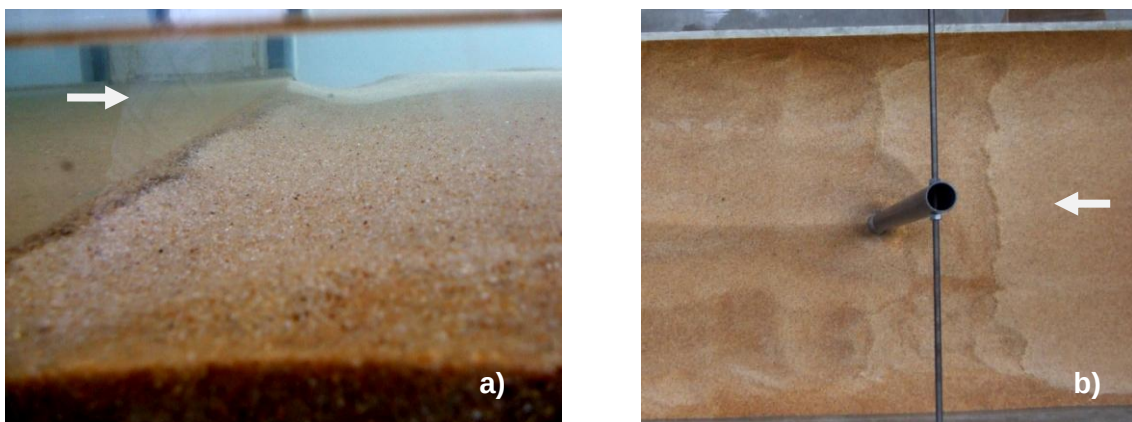


Figura 69 - a) Zona de erosão na transição do betão para areia. b) Camada de deposição dos sedimentos.

De notar que, ainda que em menor valor que para o ensaio X, a profundidade máxima de equilíbrio (não corrigida da erosão do leito a montante), do ensaio Y (com $h/D_c=1,2$ e $U=1,03U_c$) foi também superior as profundidades obtidas nos ensaios A2 e A3 (respectivamente com $h/D_c=1,5$ e 2 e com uma $U=0,97 U_c$) que apesar de corresponderem a uma relação h/D_c superior, conduziram a profundidades máximas de equilíbrio inferiores.

Tabela 13- Comparação do valor da profundidade máxima de equilíbrio entre o ensaio Y com os ensaios A2 e A3.

Ensaio	h/D_c	h_{se} (mm)	U	Comparação com ensaio Y
Y	1,2	84	1,03 U_c	
A2	1,5	76	0,97 U_c	10,5 % Inferior
A3	2	83	0,97 U_c	1,2 % Inferior

Este ensaio (Y) permitiu assim concluir que a velocidade utilizada era realmente, como esperado, ligeiramente superior a crítica.

Os resultados obtidos com estes ensaios preliminares (X e Y), permitiram também concluir da enorme importância que o factor intensidade de escoamento tem nos resultados finais da profundidade de equilíbrio. É assim enfatizada a importância do controlo e do domínio deste parâmetro para a obtenção de resultados válidos para o estudo da erosão localizada em pilares de pontes. Como já, anteriormente, mencionado, a intensidade de escoamento é muitas vezes apontada como a causa da discrepância dos resultados obtidos por vários investigadores.

Naturalmente os ensaios X e Y não vão ser considerados nas análises seguidamente apresentadas.

6.2.2 – ANÁLISE DOS ENSAIOS DAS SÉRIES A E B

Neste subcapítulo pretende-se analisar e comparar os resultados dos ensaios base (séries A e B) com as correspondentes formulações teóricas de previsão da profundidade de equilíbrio apresentadas em 4.1. como realizado em 4.1, será também dada uma maior atenção às formulações propostas por Melville e Coleman (2000), Couto e Cardoso (2001), Richardson e Davis (2001) e Sheppard (2005), fazendo-se depois uma análise comparativa com os resultados obtidos através das restantes formulações, apresentadas em 4.1.5.

Os resultados da profundidade máxima de equilíbrio dos ensaios da série A encontram-se apresentados na tabela 14 e os resultados da série B encontram-se apresentados na tabela 15.

Tabela 14 - Resultados da profundidade máxima de equilíbrio obtidos para os ensaios da série A.

Ensaio	h/D_c	D_c/D_{50}	h (mm)	U (m/s)	D_c (mm)	h_{se} (mm)	h_{se}/D_c
A1/B0	1,0	58	50	0,242 (0,97 U_c)	50	58	1,16
A2	1,5	58	75	0,262 (0,97 U_c)	50	76	1,52
A3	2,0	58	100	0,277 (0,97 U_c)	50	83	1,66
A4	2,5	58	125	0,288 (0,97 U_c)	50	87	1,74

Tabela 15 - Resultados da profundidade máxima de equilíbrio obtidos para os ensaios da série B.

Ensaio	h/D_c	D_c/D_{50}	h (mm)	U (m/s)	D_c (mm)	h_{se} (mm)	h_{se}/D_c
A1/B0	1,0	58	50	0,242 (0,97 U_c)	50	58	1,16
B1	1,0	87	75	0,262 (0,97 U_c)	75	94	1,25
B2	1,0	128	110	0,281 (0,97 U_c)	110	147	1,34

6.2.2.1 – Comparação com a proposta de Melville e Coleman (2000)

A equação (21), proposta por Melville e Coleman pode para este caso ser simplificada, obtendo-se equação 81.

$$h_{se} = \begin{cases} 2,4 D_c \times 0,97 & \text{se } \frac{D_c}{h} < 0,7 \\ 2\sqrt{hD_c} \times 0,97 & \text{se } 0,7 < \frac{D_c}{h} < 5,0 \end{cases} \quad (81)$$

Atendendo que $K_D = 1$, pois $D_c/D_{50} > 25$; $K_F = 1$, pois a forma da fundação do pilar é circular; $K_a = 1$, pois no caso de pilares cilíndricos o parâmetro que traduz o efeito do ângulo de alinhamento do pilar em relação ao escoamento toma o valor de 1,0; $K_t = 1$, pois a duração do ensaio foi sempre superior ao tempo que o método considerava para que fosse atingido o tempo de equilíbrio.

Apesar da metodologia de Melville e Coleman (2000) ser considerada uma metodologia bastante importante, devido ao facto de introduzir vários parâmetros que influenciam o processo da erosão, sendo uma referência para vários investigadores neste domínio, verifica-se que se trata de uma metodologia bastante conservativa. Na tabela 16 encontram-se apresentados os resultados da previsão da profundidade de erosão para os ensaios base, no qual se verifica percentagens de variação ao valor obtido entre 33 % a 68% (valor absoluto).

Tabela 16 – Previsão da profundidade de equilíbrio segundo Melville e Coleman (2000).

Ensaio	Valores obtidos nos ensaios h_{se}/D_c	Melville e Coleman 2000	
		Previsão h_{se}/D_c	Afastamento (%) relativamente ao valor do ensaio
A1/B0	1,160	1,940	67,2%
A2	1,520	2,328	53,2%
A3	1,660	2,328	40,2%
A4	1,740	2,328	33,8%
B1	1,253	1,94	54,8%
B2	1,336	1,94	45,2%

6.2.2.2 – Comparação com a proposta de Couto e Cardoso (2001)

Como descrito em 4.1.2, Couto e Cardoso propuseram como método de previsão a fórmula de Veiga da Cunha para $h/D_c < 6$ e o limite de Kandasamy para $h/D_c > 6$. Dado que os ensaios realizados se situam no primeiro intervalo, compararam-se os resultados obtidos nos ensaios com a formulação proposta por Veiga da Cunha, tabela 17.

Assim, verifica-se que os valores estimados para a fórmula de Veiga da Cunha (1976) são muito aproximados dos valores obtidos nos ensaios, sendo que para os ensaios A2, A3, A4 e B2 a variação percentual entre os correspondentes valores é no máximo de 2%. Estes resultados vêm, assim, corroborar este método, como bastante adequado para a previsão da profundidade máxima de equilíbrio.

Nos ensaios A1 e B1 verifica-se que a variação percentual entre os correspondentes valores é ligeiramente superior, sendo respectivamente de, 16,38% e de 7,74%. Tal permite, ainda assim, considerar que o método proposto por Couto e Cardoso (2001) se adequa bem à gama de valores ensaiados, pelo menos na gama de utilização da formulação de Veiga da Cunha (1976), prevendo os valores da profundidade por excesso.

Tabela 17 - Comparação dos resultados obtidos com a previsão de Veiga da Cunha (1976).

Ensaio	Valores obtidos nos ensaios h_{se}/D_c	Veiga da Cunha (1976)	
		Previsão	Afastamento (%) relativamente ao valor do ensaio
A1/B0	1,160	1,350	16,4%
A2	1,520	1,525	0,3%
A3	1,660	1,662	0,1%
A4	1,740	1,777	2,1%
B1	1,253	1,350	7,7%
B2	1,336	1,350	1,1%

6.2.2.3 – Comparação com a proposta de Richardson e Davis (2001)

Sendo a equação 32, a equação geral do método de Richardson e Davis (2001) apresentada em 4.1.3, verifica-se que neste caso: K_f e K_a tomam o valor de 1, pelos motivos já referidos para o caso de Melville e Coleman (2000), pois trata-se de um pilar circular. K_3 toma o valor de 1,1, porque se trata de erosão sem transporte sólido generalizado e K_4 toma o valor de 1, pois $D_{50} < 2 \text{ mm}$ e $D_{95} < 20 \text{ mm}$.

Assim, para os casos em análise na presente actividade experimental a equação geral de Richardson e Davis (2000), fica reduzida à forma da equação 82.

$$\frac{h_{se}}{D_c} = \left(\frac{2,2h \left(\frac{D_c}{h} \right)^{0,65} Fr^{0,43}}{D_c} \right) \quad (82)$$

Verifica-se que, simultaneamente à formulação de Veiga da Cunha (1976), esta forneceu estimativas de h_{se} muito aproximadas, às obtidas nos ensaios. As percentagens de variação comparativas são, em geral inferiores a 6% (em valor absoluto), exceptuando-se o ensaio A1, em que se verifica uma variação por excesso de 20% (ver tabela 18).

Verificou-se no entanto, que ao contrário das previsões de Veiga da Cunha (1976), a previsão de Richardson e Davis (2001) prevê não só valores por excesso, como valores por defeito em relação aos valores da profundidade de erosão máxima de equilíbrio obtidos. Ainda assim, devido à proximidade dos valores estimados, pode concluir-se, em primeira análise, que este método é também bastante adequado para a previsão da profundidade máxima de equilíbrio

Tabela 18 - Comparação dos resultados obtidos com a previsão de Richardson e Davis (2001).

Ensaio	Valores obtidos nos ensaios h_{se}/D_c	Richardson e Davis 2001	
		Previsão	Afastamento (%) relativamente ao valor do ensaio
A1/B0	1,160	1,393	20,1%
A2	1,520	1,523	0,2%
A3	1,660	1,621	-2,3%
A4	1,740	1,698	-2,4%
B1	1,253	1,321	5,4%
B2	1,336	1,255	-6,1%

6.2.2.4 – Comparação com a proposta de Sheppard (2005)

Assim como o observado na análise comparativa com os valores obtidos através da proposta de Melville e Coleman (2000), os valores previstos pela formulação proposta por Sheppard (2005), são sensivelmente superiores aos obtidos nos ensaios realizados no Laboratório de Hidráulica da FEUP, variando entre os 27% e os 63% acima dos obtidos experimentalmente (ver tabela 19). Na realidade, sendo a formulação de Sheppard a mais recente das descritas no presente estudo, seria de esperar valores mais aproximados aos valores obtidos.

De notar que a medida que a relação h/D_c aumenta, o valor obtido pela previsão torna-se mais aproximado ao medido. Ainda assim, a análise permite concluir-se que este método é bastante conservativo, estimando sempre valores por excesso ainda significativos.

Tabela 19 - Comparação dos resultados obtidos com a previsão de Sheppard (2001).

Ensaio	Valores obtidos nos ensaios h_{se}/D_c	Sheppard (2005)	
		Previsão	Afastamento (%) relativamente ao valor do ensaio
A1/B0	1,160	1,886	62,6%
A2	1,520	2,047	34,6%
A3	1,660	2,147	29,3%
A4	1,740	2,215	27,3%
B1	1,253	1,820	45,3%
B2	1,336	1,731	29,6%

6.2.2.5 – Análise comparativa dos resultados

Fazendo uma comparação entre os quatro métodos atrás analisados, verificamos pelo gráfico 11, que os métodos de previsão da profundidade de equilíbrio mais aproximados à realidade, de acordo com os ensaios conduzidos, correspondem ao método de Veiga da Cunha (1976) e ao método de Richardson e Davis (2001). Por outro lado, o método de Melville e Coleman (2000) e Sheppard (2005) são os métodos em que se verificam maiores afastamentos dos valores previstos, proporcionando estimativas bastantes conservativas, ou seja, prevendo profundidades de erosão substancialmente maiores do que as ocorridas.

Pode verificar-se que, ainda que de pequeno valor percentual, o único método que previu alguns valores por defeito foi o método de Richardson e Davis (2001). Esta é uma observação importante, pois na previsão, por parte de um projectista, da profundidade máxima de erosão que possa ocorrer devido a um pilar, é importante que seja por o lado da segurança estimando valores de profundidade superiores aos que realmente ocorrem na realidade, de modo que não seja colocada em causa a segurança estrutural da ponte. Assim, poder-se-á referir que a formulação de Veiga da Cunha (1976), ainda que mais antiga, estima valores próximos do obtido e pelo lado da segurança, sendo assim de uso recomendado.

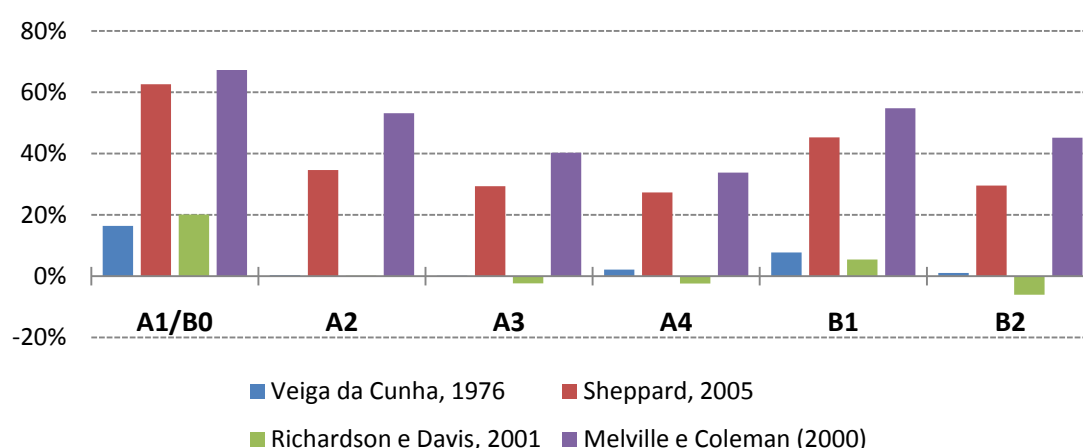


Gráfico 11 – Afastamento percentual do valor previsto pelos 4 métodos analisados relativamente aos valores obtidos nos ensaios base, para a profundidade de equilíbrio.

6.2.2.6 – Comparação dos valores obtidos com os previstos por outras formulações teóricas de previsão da profundidade máxima de equilíbrio

Neste subcapítulo, pretende-se comparar os valores obtidos nos ensaios com os valores previstos por algumas formulações teóricas descritas em 4.1.5, que como já descrito, são formulações empíricas e semi-empíricas que foram marcando o estudo da erosão em pilares de pontes ao longo dos anos. São expressões, na sua generalidade, mais simplistas que as anterior analisadas, pelo que não é de estranhar a grande divergência nos valores da profundidade máxima de erosão obtidos através das diversas formulações.

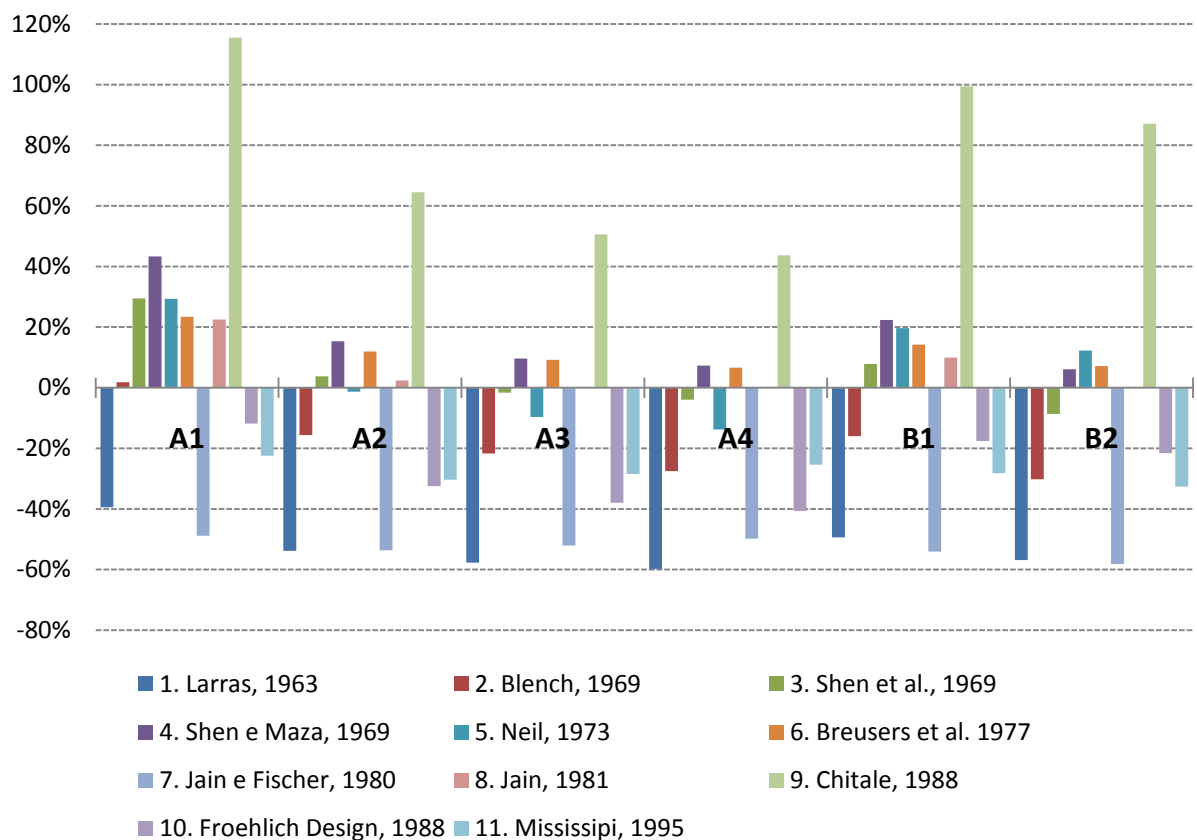


Gráfico 12 – Afastamento percentual dos valores previstos aos valores obtidos, nos ensaios base para a profundidade de equilíbrio.

Tabela 20 - Comparação dos resultados obtidos com as respectivas previsões.

Ensaio	h_{se} obtido nos ensaios(m)	1. Larras, 1963		2. Blench, 1969		3. Shen et al., 1969		4. Shen e Maza, 1969	
		previsto (m)	diferença	previsto (m)	diferença	previsto (m)	diferença	previsto (m)	diferença
A1	0,058	0,035	-39,5%	0,059	1,8%	0,075	29,5%	0,083	43,3%
A2	0,076	0,035	-53,8%	0,064	-15,6%	0,079	3,8%	0,088	15,3%
A3	0,083	0,035	-57,7%	0,065	-21,7%	0,082	-1,6%	0,091	9,6%
A4	0,087	0,035	-59,8%	0,063	-27,5%	0,084	-3,9%	0,093	7,3%
B1	0,094	0,048	-49,4%	0,079	-16,0%	0,101	7,8%	0,115	22,4%
B2	0,147	0,063	-57%	0,103	-30,2%	0,134	-8,6%	0,156	6,1%

Ensaio	h_{se} obtido nos ensaios(m)	5. Neil, 1973		6. Breusers et al. 1977		7. Jain e Fischer, 1980		8. Jain, 1981	
		previsto (m)	diferença	previsto (m)	diferença	previsto (m)	diferença	previsto (m)	diferença
A1	0,058	0,075	29,3%	0,072	23,4%	0,030	-48,8%	0,071	22,5%
A2	0,076	0,075	-1,3%	0,085	12,0%	0,035	-53,6%	0,078	2,4%
A3	0,083	0,075	-9,6%	0,091	9,2%	0,040	-52,0%	0,083	0,0%
A4	0,087	0,075	-13,8%	0,093	6,6%	0,044	-49,8%	0,087	0,1%
B1	0,094	0,113	19,7%	0,107	14,2%	0,043	-54,1%	0,103	9,9%
B2	0,147	0,165	12,2%	0,157	7,1%	0,061	-58,2%	0,147	0,1%

Ensaio	h_{se} obtido nos ensaios(m)	9. Chitale, 1988		10. Froehlich Design, 1988		11. Mississippi, 1995		Media	
		previsto (m)	diferença	previsto (m)	diferença	previsto (m)	diferença	previsto (m)	diferença
A1	0,058	0,125	115,5%	0,051	-11,8%	0,045	-22,4%	0,066	13,0%
A2	0,076	0,125	64,5%	0,051	-32,5%	0,053	-30,4%	0,070	-8,1%
A3	0,083	0,125	50,6%	0,052	-38,0%	0,059	-28,5%	0,072	-12,7%
A4	0,087	0,125	43,7%	0,052	-40,6%	0,065	-25,4%	0,074	-14,8%
B1	0,094	0,188	99,5%	0,077	-17,6%	0,068	-28,2%	0,095	0,8%
B2	0,147	0,275	87,1%	0,115	-21,6%	0,099	-32,7%	0,134	-8,7%

Pela simples observação dos valores das diferenças percentuais dos valores obtidos com os previstos, verifica-se que as fórmulas mais adequadas para a previsão dos valores da profundidade máxima para as situações definidas nestes ensaios, são as propostas por Shen et al (1969) e Jain (1981).

Por outro lado, as fórmulas que conduziram a previsões mais afastadas dos valores obtidos, foram as fórmulas de Larras (1963), Jain e Fisher (1980), e Chitale (1988). No caso das duas primeiras verifica-se uma discrepância elevada e não pelo lado da segurança, chegando a prever profundidades de erosão na ordem de menos 50 % do valor obtido. A fórmula de Chitale por outro lado tem previsões de cerca de 100% superior ao valor realmente obtido. Ainda que pelo lado da segurança, trata-se de um valor manifestamente elevado, relação directa com a extrema simplicidade da fórmula, que utiliza D_c como o único parâmetro de avaliação.

Quanto às restantes fórmulas verifica-se que as de Blench (1969), Froehlich Design (1988) e Mississippi (1995) obtiveram previsões, na generalidade, por defeito do valor obtido nos ensaios, rondando as previsões na casa dos 30% inferiores aos valores obtidos. Por outro lado, Shen e Maza (1969) e Breusers et al (1977) obtiveram previsões na generalidade por excesso, rondando os 20 %. No caso da fórmula de Neil 1973, obtiveram-se resultados nuns casos por excesso e noutros por defeito.

De notar, que o ensaio A1/B0 foi aquele a que corresponderam previsões menos próximas dos valores obtidos, sendo que obteve valores na generalidade inferiores ao previsto.

Efectuando-se a média de todas as 11 previsões, verifica-se que esta conduz a valores próximos dos valores obtidos, sendo nuns ensaios ligeiramente superior e noutros ligeiramente inferior, pelo que, a aplicação conjunta das várias metodologias pode servir como um pré-dimensionamento do valor da profundidade de erosão máxima. De notar, a grande disparidade entre as previsões, existindo previsões perto dos 120 % superiores e outras perto dos 60% abaixo dos valores de profundidade obtidos.

O mais importante na previsão da profundidade máxima de erosão é a capacidade do investigador identificar as características do leito do rio e dos pilares da ponte, fazendo uma análise variada, não se ficar apenas por um método de previsão, porque esse método pode não ser adequado à situação em questão. Deve-se assim fazer uma análise profunda aos fundamentos de cada método, para minimizar e evitar possíveis consequências que possam ocorrer por erros de previsão da profundidade de erosão.

6.2.3 – ANÁLISE DOS ENSAIOS (SÉRIE A) PARA O ESTUDO DO EFEITO DA ALTURA DO ESCOAMENTO, h/D_c

Conforme já referido, os 4 ensaios da série A foram realizados com o intuito de analisar o efeito da altura do escoamento no processo de erosão localizada devido a pilares de pontes, em que o único parâmetro que alterava era o valor de h/D_c .

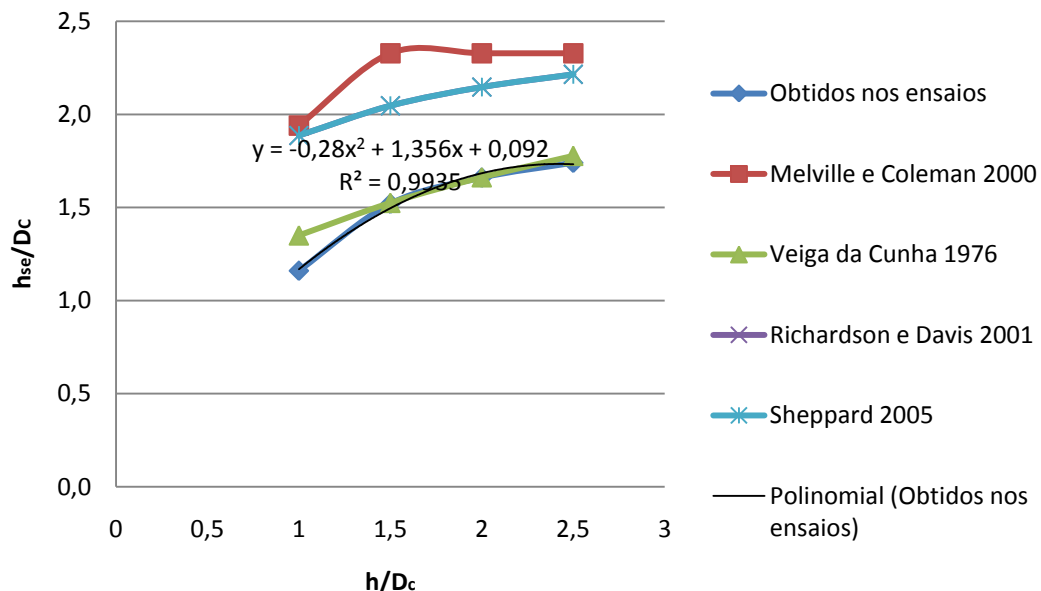


Gráfico 13 – Variação adimensional da profundidade de erosão com a altura de escoamento.

O gráfico 13 permite evidenciar e comparar os resultados da profundidade máxima de erosão obtidas nos ensaios e nas formulações teóricas de previsão em função da variação da altura do escoamento e como seria de esperar, verifica-se, para todos os casos, que à medida que o valor de h/D_c aumenta existe também um aumento de h_{se}/D_c .

Aplicando uma regressão polinomial aos valores obtidos nos ensaios, para valores de h/D_c correspondidos entre 1 e 2,5, obteve-se a equação (83), a que corresponde um $R^2 = 0,9935$.

$$\frac{h_{se}}{D_c} = -0,28 \left(\frac{h}{D_c} \right)^2 + 1,356 \frac{h}{D_c} + 0,092 \quad (83)$$

Os resultados presentes permitem concluir por fim que o efeito da altura do escoamento está já muito bem estudado pelos investigadores neste domínio, sendo que não existe dúvidas que este é um parâmetro que influencia a profundidade de uma cavidade de erosão, pelo menos para relações $h/D_c < 6$, como demonstra o estudo de Kandasamy (1989) apresentado em 3.4.

6.2.4 – ANÁLISE DOS ENSAIOS (SÉRIE B) PARA O ESTUDO DO TAMANHO RELATIVO DOS SEDIMENTOS DO LEITO, D_c/D_{50}

Conforme já referido, com o intuito de analisar o efeito do tamanho dos sedimentos no processo de erosão localizada em pilares de pontes, foram realizados 3 ensaios (série B) em que o único parâmetro que alterava era a relação D_c/D_{50} .

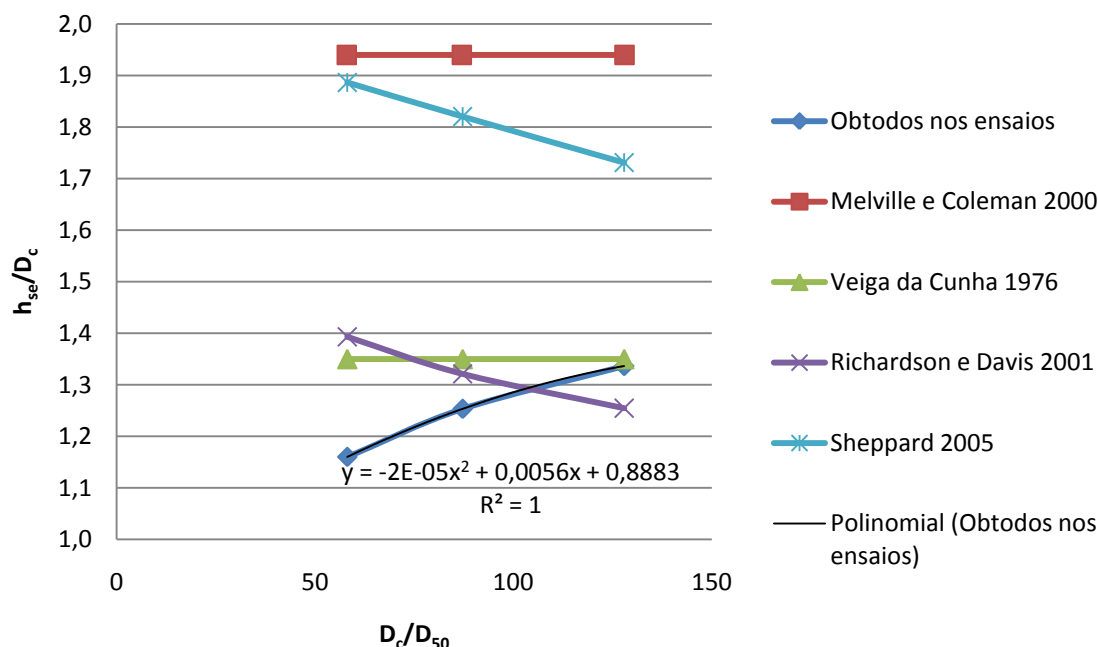


Gráfico 14 – Variação adimensional da profundidade de erosão do escoamento com a relação D_c/D_{50} .

Como evidencia o gráfico 14, verifica-se que ao contrário do parâmetro anterior, o efeito da variação do parâmetro de D_c/D_{50} , não é alvo de consenso, uma vez que existem autores, como é o caso de Melville e Coleman (2000) e Veiga da Cunha (1976) que afirmam que para relações de $D_c/D_{50} > 50$ não existe influencia deste parâmetro, considerando constante a previsão da profundidade máxima, existindo outros, como é o caso de Richardson e Davis (2001) e Sheppard (2005) que afirmam que para $D_c/D_{50} > 50$ existe uma diminuição da profundidade de erosão.

Entretanto, como se verifica pelo gráfico 14, os resultados obtidos parecem contradizer as duas teorias atrás referidas, uma vez que, neste caso, à medida que aumenta a relação D_c/D_{50} obtêm-se valores crescentes de h_{se}/D_c . Estes resultados põem também em causa o limite apontado, referido por Melville e Coleman (2000), com base no qual a profundidade de erosão deixa de aumentar a partir de $D_c/D_{50} = 50$. Por outro lado, será de notar que os valores obtidos tendem, com o aumento de D_c/D_{50} , para o limite constante previsto por Veiga da Cunha (1976).

A análise comparativa efectuada indica, assim, neste caso, a necessidade de um estudo mais exaustivo com vista a analisar a influência deste parâmetro.

Entretanto, aplicando uma regressão polinomial aos valores obtidos nos ensaios, obteve-se a equação 84, para valores $50 \leq D_c/D_{50} \leq 128$ com $R^2 = 1$.

$$\frac{h_{se}}{D_c} = -2 \exp(-5) \left(\frac{D_c}{D_{50}} \right)^2 + 0,0056 \left(\frac{D_c}{D_{50}} \right) + 0,8883 \quad (84)$$

6.2.4 – ANÁLISE DO TEMPO DE EQUILÍBRIO E PROFUNDIDADE DE EQUILÍBRIO

Como já referido, existem diversas metodologias que tentam estabelecer a profundidade de equilíbrio, tendo por base a evolução temporal dos ensaios. Pretendeu-se neste subcapítulo analisar as respectivas metodologias de previsão do tempo de equilíbrio e consequentemente h_{se} . As metodologias analisadas são as indicadas em 3.3.1.

1. Cardoso e Betess (1999)
2. Melville e Chiew (1999)
3. Cristina Fael (2007)
4. Pretendeu-se também avaliar a equação 19 de previsão do tempo de equilíbrio proposta por Melville e Chiew (1999)*.

Os ensaios tiveram todos durações superiores à proposta por cada método, tornando assim possível a pretendida comparação.

Na tabela 19, estão apresentados os resultados desta comparação, sendo que t_M representa o tempo de equilíbrio proposto por cada método e h_e a profundidade de equilíbrio correspondente. T corresponde à duração total do ensaio.

De notar que para a obtenção dos valores de t_M e de h_e para os diversos métodos, foram realizadas extrapolações lineares dos ensaios.

Tabela 21 - Resultados da aplicação dos métodos de previsão de t_M e respectiva comparação

Ensaio	h_{se} (m)	T(min)	1º Método - Cardoso e Betess (1999)				2º Método - Melville e Chiew (1999)			
			t_M (min)	Desvio à Duração do ensaio	h_e (m)	Desvio a h_{se}	t_M (min)	Desvio à duração do ensaio	h_{se} (m)	Desvio a h_{se}
A1/B0	0,058	6055	3995	34,0%	0,057	1,72%	4842	20,0%	0,058	0,00%
A2	0,076	9365	5380	42,6%	0,076	0,00%	4320	53,9%	0,074	2,63%
A3	0,083	7700	5450	29,2%	0,082	1,20%	2837	63,2%	0,078	6,02%
A4	0,087	8625	7165	16,9%	0,086	1,15%	5846	32,2%	0,085	2,30%
B1	0,094	8595	4770	44,5%	0,091	3,19%	5575	35,1%	0,0923	1,81%
B2	0,147	10085	8465	16,1%	0,146	0,68%	5735	43,1%	0,1404	4,49%

Ensaio	h_{se} (m)	T(min)	3º Método – Cristina Fael (2007)				4º Método - Melville e Chiew (1999)*			
			t_M (min)	Desvio à Duração do ensaio	h_e (m)	Desvio a h_{se}	t_M (min)	Desvio à duração do ensaio	h_{se} (m)	Desvio a h_{se}
A1/B0	0,058	6055	5151	14,9%	0,058	0,00%	5239	13%	0,058	0,00%
A2	0,076	9365	4744	49,3%	0,0744	2,11%	5355	43%	0,075	1,32%
A3	0,083	7700	6285	18,4%	0,083	0,00%	5443	29%	0,082	1,20%
A4	0,087	8625	6433	25,4%	0,0851	2,18%	5541	36%	0,085	2,30%
B1	0,094	8595	6547	23,8%	0,0934	0,64%	7258	16%	0,0938	0,21%
B2	0,147	10085	8825	12,5%	0,146	0,68%	9911	2%	0,1469	0,07%

Pela análise da tabela 21, conclui-se que existem desvios muito significativos, para o caso da análise do tempo de equilíbrio, evidenciando que mesmo utilizando o mesmo método de análise verificam-se valores muito díspares em função dos ensaio.

No que se refere à consequência desta dispersão no valor de cálculo da profundidade de equilíbrio para cada método, h_e , verifica-se, apesar de tudo, que os valores são extremamente aproximados ao valor obtido no fim do ensaio prevendo valores inferiores a 6% de desvio aos valores de h_{se} auferidos.

Observando o gráfico 15, verifica-se os desvios percentuais médios das previsões do tempo de equilíbrio relativamente aos valores de referência (ensaio realizados no presente estudo). Assim, pode-se concluir que o método que apresenta previsões mais díspares, trata-se do 1º método - Melville e Chiew (1999), tendo desvios médios na ordem dos 40%, sendo que o 2º Método – Cardoso e Betess (1999) apresenta desvios médios na ordem dos 30%. Por fim, verifica-se que os métodos mais aproximados tratam-se do 3º Método – Cristina Fael (2007) e do 4º Método – Melville e Chiew (1999)* com desvios médios inferiores a 25%.

No caso dos desvios percentuais médios das previsões da profundidade de equilíbrio relativamente aos valores de referência (ensaio realizados no presente estudo) indicados no gráfico 16, verifica-se como seria de esperar que os métodos mais aproximados são os mesmos que no caso anterior.

Constata-se também que os 4 métodos permitem obter valores de h_e muito próximos dos obtidos no fim dos ensaios com desvios percentuais inferiores a 3%. Isso verifica-se, devido ao facto de grande parte da erosão ocorrer nos primeiros dias dos ensaios, na fase inicial e principal.

De notar, que a equação 19 de previsão do tempo de equilíbrio foi a que obteve previsões mais aproximadas, o que vem reforçar a validade da equação proposta por Melville e Chiew (1999) com vista à obtenção da profundidade de equilíbrio, proporcionando assim um importante valor de referência quanto à duração do ensaio.

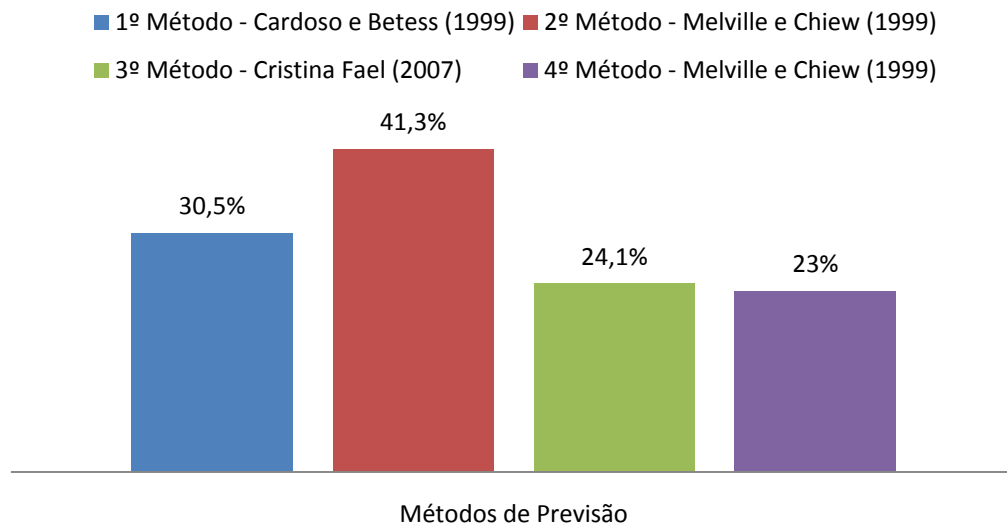


Gráfico 15 - Desvios percentuais médios das previsões do tempo de equilíbrio relativamente aos valores de referência (ensaio realizado no presente estudo).

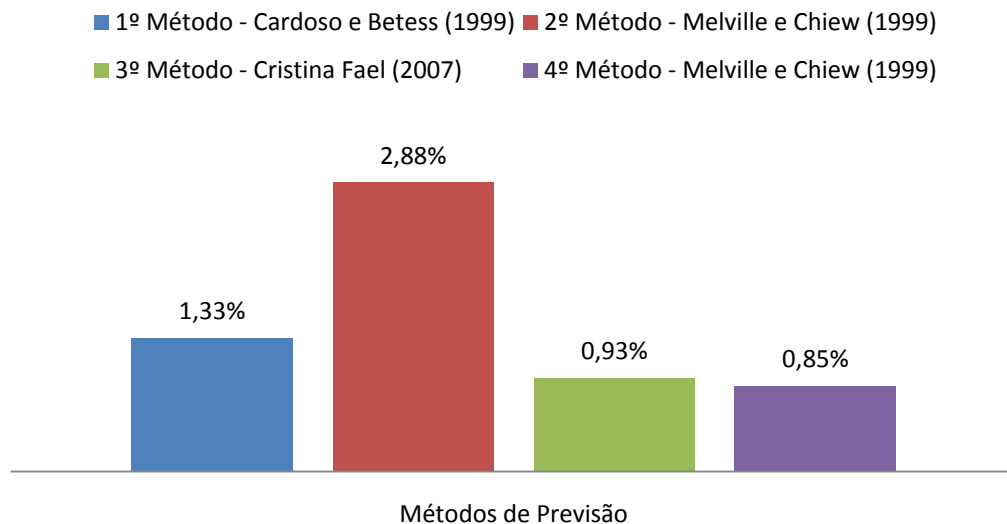


Gráfico 16 - Desvios percentuais médios das previsões da profundidade de equilíbrio relativamente aos valores de referência (ensaio realizado no presente estudo).

6.3 - ALGUMAS OBSERVAÇÕES

Nos ensaios A1 e A2 verificou-se erosão na zona de transição do betão para areia devido à mudança brusca de rugosidade. A areia que saía dessa zona era transportada e depositada imediatamente a jusante, não chegando a entrar na cavidade de erosão originada pelo pilar e assim a influenciar os resultados. Nos restantes ensaios, tentou-se minimizar esse efeito com uma forte compactação manual da areia nessa zona, medida essa que se mostrou eficaz.



Figura 70 - Zona de erosão e de deposição de sedimentos devido à mudança brusca da rugosidade.

No entanto, pensa-se que um método eficaz de minimizar este efeito, seria o de colocar um “gabião” de gravilha na zona de transição do betão para a areia, com a largura do canal e cerca de 20 centímetros de comprimento. Assim, a energia iria se dissipar gradualmente e quando atingisse a fase de areia, a transição seria mais suave e consequentemente a capacidade erosiva seria menor.



Figura 71 - Zona de colocação do gabião de gravilha.

7

CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. SÍNTESE E CONCLUSÕES DA DISSERTAÇÃO

O estudo desenvolvido e apresentado ao longo desta dissertação permitiu compreender os vários mecanismos físicos que estão associados ao fenómeno da erosão em pilares de pontes. Foram apresentadas as várias formas de erosão fluvial, tendo-se dado especial destaque à erosão local em pilares, e aos vários parâmetros físicos que intervêm no desenrolar dos processos de erosão. É importante referir, pelo que foi apresentado ao longo do Capítulo 3, que a complexidade dos fenómenos e que o número de factores intervenientes são elevados e que, por isso, a sua quantificação é difícil. De entre os factores, merecem relevo o efeito da velocidade do escoamento, que está directamente relacionado com o caudal escoado, o efeito do tempo, o efeito da forma do pilar e da sua orientação em relação ao escoamento de aproximação e o efeito do tamanho dos sedimentos do leito.

Com vista a fazer face ao objectivo proposto de analisar o efeito da altura do escoamento no fenómeno em estudo, realizou-se uma série de quatro ensaios (série A, constituída pelos ensaios A1, A2, A3 e A4) em que através da variação da relação h/D_c se pode concluir que a profundidade de equilíbrio de erosão aumenta com o aumento de h/D_c , tratando-se este de um efeito muito bem estudado pelos investigadores neste domínio, não existindo dúvidas sobre a influência deste parâmetro na profundidade da cavidade de erosão.

Por outro lado, com o objectivo de analisar o efeito do tamanho de sedimentos na profundidade de erosão verificou-se que os ensaios realizados não foram conclusivos, uma vez que parecem desmentir as teorias apresentadas na bibliografia da especialidade, que afirmam que para relações de $D_c/D_{50} > 50$, este efeito não influencia o valor da profundidade de erosão (e.g. Melville e Coleman (2000)), ou que afirmam para esse intervalo existe uma diminuição da profundidade de erosão (e.g. Sheppard (2005)). A série de ensaios proposta para analisar o efeito deste parâmetro (série B, constituída pelos ensaios B0, B1 e B2) obteve resultados que apontam para um aumento da profundidade de erosão, h_{se}/D_c , com a relação D_c/D_{50} para uma gama entre 50 e 128. Tratando-se de uma série com poucos ensaios, verificou-se uma ligeira tendência de aumento de h_{se}/D_c com o aumento de D_c/D_{50} . Pode concluir-se que será necessário um estudo mais exaustivo sobre a influência deste parâmetro para um conhecimento real do comportamento do parâmetro.

Um dos objectivos da presente dissertação foi também a comparação dos valores da profundidade de erosão de equilíbrio obtidos experimentalmente, com os calculados a partir de formulações teóricas. Verificou-se que as diversas fórmulas de previsão (apresentadas no capítulo 4), têm em conta diversos

parâmetros que influenciam a erosão devido a presença de pilares de pontes, podendo constatar-se que o único parâmetro que é comum a todas as formulações é o referente a largura do pilar.

Pela análise de resultados dos ensaios realizados, verificou-se que das formulações consideradas mais relevantes: Melville e Coleman (2000), Couto e Cardoso (2001), Richardson e Davis (2001) e Sheppard (2005), as que conduziram a resultados mais aproximados com os obtidos experimentalmente, foram as de Couto e Cardoso (2001) e Richardson e Davis (2001), sendo que na sua generalidade estes métodos eram conservativos, prevendo profundidades de erosão superiores aos que ocorriam nos ensaios. Dos quatro métodos, atrás referenciados, o único que previu alguns valores por defeito, da profundidade máxima de equilíbrio, foi o método de Richardson e Davis (2001).

Da análise das outras expressões (empíricas ou semi-empíricas) apresentadas, pode verificar-se que existe uma grande disparidade na previsão de resultados, tanto por defeito como por excesso, o que pode ser bastante enganador para o projectista de pontes, sendo que algumas destas formulações podem mesmo conduzir a resultados que coloquem em causa a estabilidade estrutural da ponte. No entanto, verificou-se que, dentro das formulações abordadas, existem algumas que também tiveram previsões bastante aproximadas da profundidade de erosão máxima, como o caso de Shen et al (1969) e Jain (1981).

Pode concluir-se assim, que o mais importante na previsão da profundidade máxima de erosão é a capacidade do investigador/projectista identificar correctamente as características do leito do rio e dos pilares da ponte, fazendo uma análise variada, não se limitando apenas ao uso de um único método de previsão, porque esse método pode não ser adequado a situação em causa. Deve-se assim fazer uma análise profunda aos fundamentos de cada método, para minimizar e evitar possíveis consequências que possam ocorrer por erros de previsão da profundidade de erosão.

Da análise aos ensaios preliminares realizados, pode concluir-se que o método adoptado para a caracterização da velocidade crítica de início de movimento do escoamento, o método proposto no Bridge Scour Manual, Department of Transportation (2005), mostrou ser adequado, uma vez que para velocidades superiores à velocidade crítica teórica proposta pelo método se verificou a existência de transporte sedimentar, e tal já não ocorria para velocidades inferiores.

Por fim, concluí-se que os métodos presentes na bibliografia para a definição de tempo de equilíbrio, produzem erros consideráveis, no entanto, verificou-se também que estes erros não se traduziam de forma significativa na determinação do valor da profundidade máxima de equilíbrio, uma vez que na generalidade os erros na determinação de h_{se} eram inferiores a 3 % do valor obtido nos ensaios.

Pode ser evidenciado que os resultados obtidos na presente actividade experimental, podem ser enquadrados num estudo mais abrangente, incidindo sobre pilares complexos, permitindo analisar alguns efeitos que influenciam a profundidade da cavidade de erosão, como o efeito da altura do escoamento e da dimensão relativa dos sedimentos do leito.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Após o estudo desenvolvido ao longo desta dissertação e das conclusões apresentadas no subcapítulo anterior, resulta para o autor deste trabalho a necessidade de aumentar alargar os conhecimentos nesta área. Desta forma, sugerem-se as seguintes propostas para futuros estudos:

- Realização de uma análise exaustiva, através de ensaios experimentais, com vista a caracterizar de forma objectiva o efeito da dimensão relativa dos sedimentos sobretudo para valores de $D_c/D_{50} > 50$ e para uma gama variada de valores de h/D_c , completando ou desmentindo as conclusões apresentadas nesta dissertação em relação a este parâmetro;
- Realização de uma análise experimental, com o principal objectivo de analisar as variações existentes da profundidade de erosão para o caso de pilares complexos, respeitando as características do escoamento apresentadas nesta dissertação, com vista a que seja possível a execução de uma comparação directa entre os valores obtidos neste caso, com os obtidos para o caso de pilares simples. Os valores experimentais obtidos deverão ser comparados com as correspondentes previsões teóricas da profundidade de erosão prevista pelo método de Sheppard (2005), método mais completo para análise das erosões em pilares complexos. Deverão ser estudadas posições do escoamento englobando os 3 casos apresentados por Sheppard (2005) para possíveis posições relativas das estacas, do maciço de encabeçamento e dos pilares propriamente ditos.
- Realização de uma actividade experimental, com o principal objectivo de analisar diferentes espaçamentos entre pilares, para uma análise da interacção das cavidades de erosão, variando o ângulo de orientação destes com o escoamento de aproximação.

BIBLIOGRAFIA

- Breusers, H.N.C., Raudviki, A.J. (1991). *Scouring*. Hydraulic structures design manual, Rotterdam.
- Cardoso, António Heleno (1998). *Hidráulica Fluvial*. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa.
- Cardoso, A.H., Bettess, R. (1999). *Effects of time and channel geometry on scour at bridge abutments*. ASCE Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 125 nº 4 , Abril.
- Cardoso, Rui (2008). *Infraescavação em Pilares de Pontes*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro.
- Chase, Katherine J., Holnbeck, Stephen R. (2004). *Evaluation of Pier-Scour Equations for Coarse-Bed Streams*. United States Geological Survey, Reston, Virginia.
- Couto, Lúcia Teixeira, Cardoso, António Heleno (2001). *Erosões Localizadas junto de Encontros e Pilares de Pontes. Parte I – Caracterização da Situação de Referência*. Revista da Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, Volume 22, Número 1, Páginas 65-74, Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, Lisboa.
- Couto, L.T. (2005). *Erosões Localizadas Junto de Esporões Fluviais e Encontros de Pontes*. Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2005.
- Dongol, D.M.S. (1994). *Local Scour at bridge abutments*. PhD Thesis. Report Nº 544. School of Engineering. University of Auckland, New Zealand.
- Ettema, Robert, Kirkil, Gokhan, Muste, Marian (2006). *Similitude of Large-Scale Turbulence in Experiments on Local Scour at Cylinders*. Journal of Hydraulic Engineering, Volume 132, Janeiro, Páginas 33-40, American Society of Civil Engineers, ASCE, New York.
- Fael, Cristina Maria (2007). *Erosões Localizadas junto de Encontros de Pontes e Respectivas Medidas de Protecção*. Dissertação apresentada para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil, Universidade da Beira Interior.
- FDT (2005). *Bridge Scour Manual*, Florida Department of Transportation, State of Florida.
- Garde, R. J. (1970), *Initiation of motion on a hydrodynamically rough surface. Critical Velocity approach*, JIP (India), vol.6, no.2.

Kandasamy. J.K. (1989), *Abutment scour*, Report No. 458, School of Engrg., The Univ. of Auckland, New Zealand.

Lança, Rui, Fael, C., Cardoso, A. (em publicação). *Assessing Equilibrium Clear-Water Scour Around Single Cylindrical Piers*. Portugal.

Lencastre, A., Franco, F. M. (1992). *Lições de Hidrologia*. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Lima, Maria Manuela (2008). *Estudo experimental da erosão localizada na proximidade de pilares de pontes*. Universidade do Minho.

Neil, C.R. (1967), *Mean Velocity criterion for scour of coarse uniform bed material*, Proceedings of the XII IAHR, Fort Collins, Colorado.

Melville, Bruce W., Coleman, Stephen E. (2000). *Bridge Scour*. Water Resources Publications, LLC, Highlands Ranch, Colorado.

Melville, Bruce W., Raudviki, A. J. 1996, *Effect of foundation geometry on bridge pier scour*, J. Hydraulic Engineering, ASCE, 122 (4), 203-209

Melville, B. W., Chiew Y.M. (1999). *Time scale for local scour at bridge piers*, Journal of Hydraulic Engineering, Vol.125, N°1, 59–65.

Molinas, Albert (2003). *Bridge Scour in Non uniform Sediment Mixtures and in Cohesive Materials: Synthesis Report*. Federal Highway Administration, Fort Collins, Colorado.

Ramos, C. M., (1990). *Dimensionamento de pontes: aspectos hidráulicos*. LNEC, Portugal.

Ramos, C. M., (2003). *Erosões Localizadas junto a Pilares de Pontes. A Investigação do LNEC. Estudo de Casos*, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.

Richardson, E. V., Davis, S. R. (2001). *Evaluating Scour at Bridges. Hydraulic Engineering Circular no. 18 (HEC-18) 4th Edition*. Federal Highway Administration, Washington D.C.

Silva, Rui Pedro (2008). *Estudo da erosão de pilares de pontes*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Sousa, Ana Margarida (2007), *Erosão Localizada junto a pilares cilíndricos complexos*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.

Témez, J.R *Control de la erosion fluvial en Puentes*. Publicaciones del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Madrid, 1988.

Yeo, E. H. (1991). *General Scour at Bridge Sites. Volume I*. University of Auckland, Auckland.

http://www.ufsc.com/download_center/Instrumentation/Product%20Data%20Sheets/TigerMag%20EP%20Magnetic%20Flow%20Meters%20pds.pdf, acedido em 21-07-2010.

http://www.crossinstrumentation.com/ga/mfg/Flow/Sparling/Sparling_MagMeters.htm, acedido em 21-07-10.

Anexos

Fichas dos ensaios laboratoriais

1 - ENSAIO X ($h/D_c=1,5$; $D_c/D_{50}=58$)

Ensaio nº	X
D_{50} (mm)	0,86
h/D_c	1,5
D_c (mm)	50
h (m)	0,075
B (m)	1
Q (l/s)	26
Fr	0,166
h_{se} (mm)	100
D_c/D_{50}	58
B/h	13,3
B/D_c	20

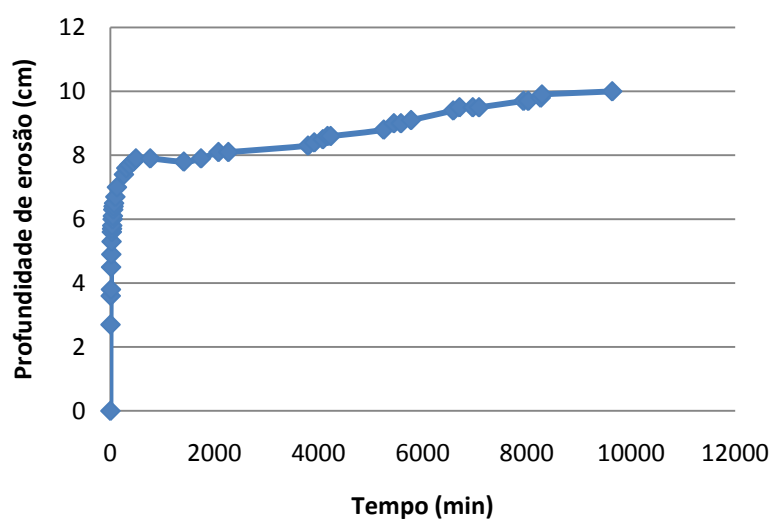


Gráfico i - Evolução da profundidade de erosão em função do tempo (ensaio X).

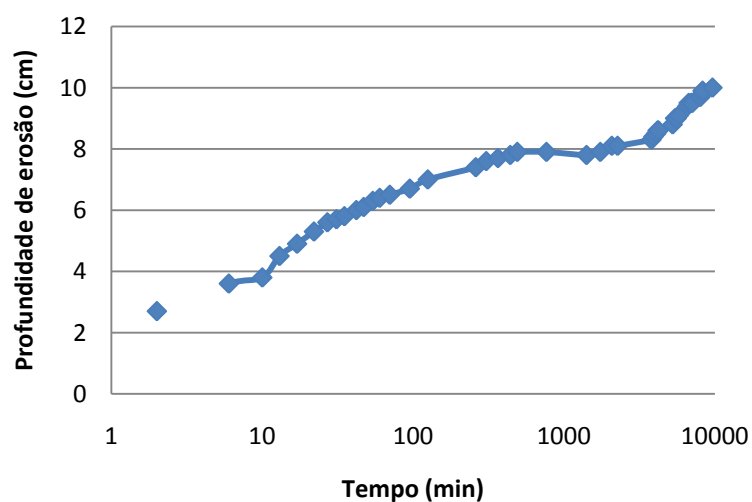


Gráfico ii - Evolução da profundidade de erosão em função do logaritmo do tempo (ensaio X).

Tabela I - Medições realizadas durante o ensaio X.

	Tempo (min)	Medição no hidrómetro (cm)	Profundidade de erosão (cm)
15-04-2010	0	23,6	0
Ensaio iniciado às 10:25 horas	2	20,9	2,7
	6	20	3,6
	10	19,8	3,8
	13	19,1	4,5
	17	18,7	4,9
	22	18,3	5,3
	27	18	5,6
	31	17,9	5,7
	35	17,8	5,8
	42	17,6	6
	47	17,5	6,1
	54	17,3	6,3
	60	17,2	6,4
	70	17,1	6,5
	95	16,9	6,7
	125	16,6	7
	260	16,2	7,4
	305	16	7,6
	365	15,9	7,7
	440	15,8	7,8
	490	15,7	7,9
	765	15,7	7,9
16-04-2010	1410	15,8	7,8
	1740	15,7	7,9
	2075	15,5	8,1
	2265	15,5	8,1
17-04-2010	3795	15,3	8,3
	3915	15,2	8,4
	4080	15,1	8,5
	4170	15	8,6
18-04-2010	4230	15	8,6
	5250	14,8	8,8
	5445	14,6	9
	5580	14,6	9
19-04-2010	5775	14,5	9,1
	6585	14,2	9,4
	6705	14,1	9,5
	6960	14,1	9,5
20-04-2010	7080	14,1	9,5
	7935	13,9	9,7
	8025	13,9	9,7
	8265	13,8	9,8
21-04-2010	8289	13,7	9,9
22-04-2010	9639	13,6	10



Figura i – Cavidade de erosão final a) vista de montante do pilar; b) vista de jusante



Figura ii - Pormenor da cavidade de erosão final (vista lateral).

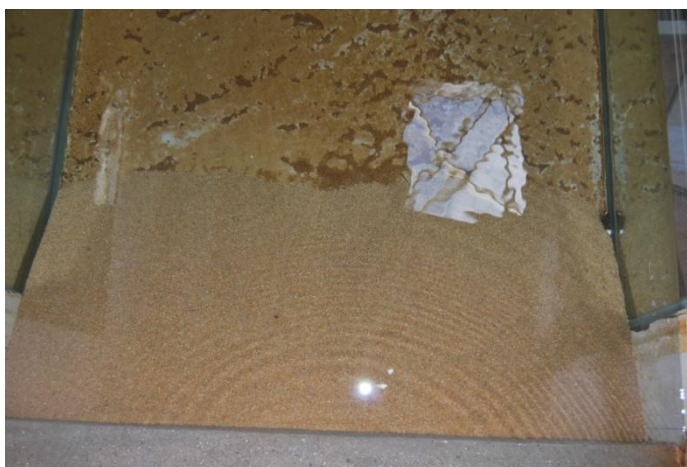


Figura iii - Pormenor da caixa de retenção de sedimentos no fim do ensaio X.

2 - ENSAIO Y ($h/D_c=1,0$; $D_c/D_{50}=58$)

Ensaio	Y
D_{50} (mm)	0,86
h/D_c	1,2
D_c (mm)	50
h (m)	0,06
B (m)	1
Q (l/s)	16
Fr	0,208
h_{se} (mm)	84
D_c/D_{50}	58
B/h	16,66667
B/D_c	20

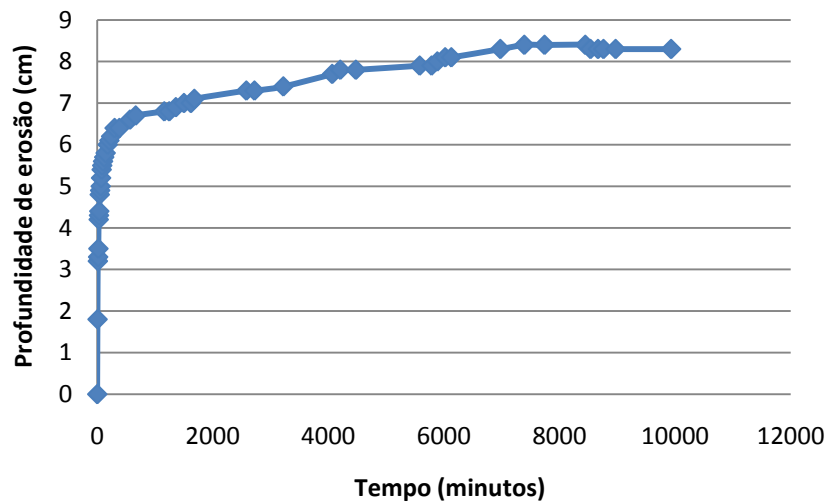


Gráfico iii - Evolução da profundidade de erosão em função do tempo (ensaio Y).

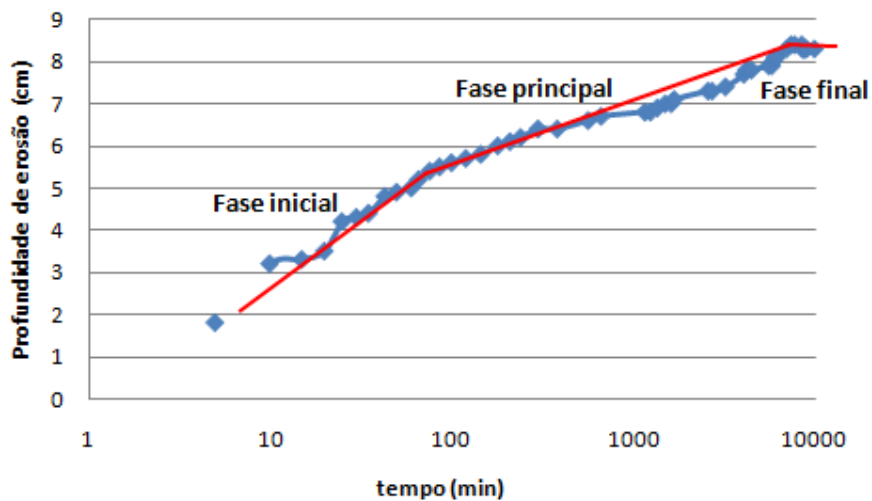


Gráfico iv - Evolução da profundidade de erosão em função do logaritmo do tempo e as respectivas fases do processo de erosão (ensaio Y).

Tabela II - Medições realizadas durante o ensaio Y.

	Tempo (min)	Medição no hidrómetro (cm)	Profundidade de erosão (cm)
26-04-2010 Ensaio iniciado às 14:00	0	24,4	0
	5	22,6	1,8
	10	21,2	3,2
	15	21,1	3,3
	20	20,9	3,5
	25	20,2	4,2
	30	20,1	4,3
	35	20	4,4
	43	19,6	4,8
	50	19,5	4,9
	60	19,4	5
	66	19,2	5,2
	76	19	5,4
	86	18,9	5,5
	100	18,8	5,6
	120	18,7	5,7
	145	18,6	5,8
	180	18,4	6
	210	18,3	6,1
	240	18,2	6,2
27-04-2010	300	18	6,4
	382	18	6,4
	565	17,8	6,6
	665	17,7	6,7
	1160	17,6	6,8
	1245	17,6	6,8
	1360	17,5	6,9
	1500	17,4	7
	1620	17,4	7
	1680	17,3	7,1
28-04-2010	2580	17,1	7,3
	2720	17,1	7,3
	3220	17	7,4
29-04-2010	4065	16,7	7,7
	4205	16,6	7,8
	4475	16,6	7,8
30-04-2010	5580	16,5	7,9
	5785	16,5	7,9
	5885	16,4	8
	6020	16,3	8,1
	6127	16,3	8,1
01-05-2010	6975	16,1	8,3
	7390	16	8,4
	7740	16	8,4
02-05-2010	8445	16	8,4
	8535	16,1	8,3
	8665	16,1	8,3
	8760	16,1	8,3
	8970	16,1	8,3
03-05-2010	9930	16,1	8,3



Figura iv - Vista superior da cavidade de erosão final (ensaio Y).



Figura v - Pormenor da cavidade de erosão final junto ao pilar (vista de montante).



Figura vi - Pormenor da cavidade de erosão final junto ao pilar (vista lateral).

3 - ENSAIO A1/B0 ($h/D_c=1,0$; $D_c/D_{50}=58$)

Ensaio nº	A1
D_{50} (mm)	0,86
h/D_c	1
D_c (mm)	50
h (m)	0,05
B (m)	1
Q (l/s)	12,1
Fr	0,119
h_{se} (mm)	58
D_c/D_{50}	58
B/h	20
B/D_c	20

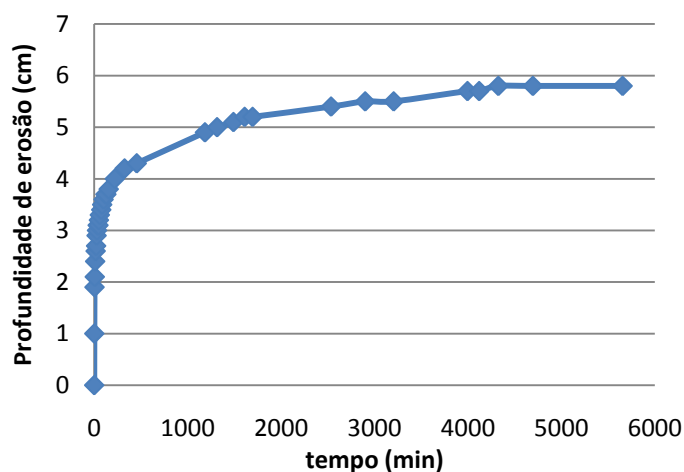


Gráfico v - Evolução da profundidade de erosão em função do tempo (ensaio A1).

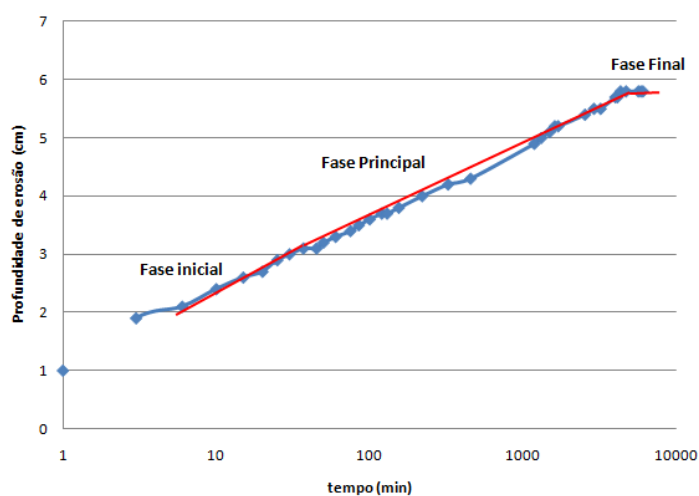


Gráfico vi - Evolução da profundidade de erosão em função do logaritmo do tempo e as respectivas fases do processo de erosão (ensaio A1).

Tabela III - Medições realizadas durante o ensaio A1.

	Tempo (min)	Medição no hidrómetro (cm)	Profundidade de erosão (cm)
24-05-2010 Ensaio iniciado às 14:45	0	24	0
	1	23	1
	3	22,1	1,9
	6	21,9	2,1
	10	21,6	2,4
	15	21,4	2,6
	20	21,3	2,7
	25	21,1	2,9
	30	21	3
	37	20,9	3,1
	45	20,9	3,1
	50	20,8	3,2
	60	20,7	3,3
	75	20,6	3,4
	85	20,5	3,5
	100	20,4	3,6
	120	20,3	3,7
	130	20,3	3,7
	155	20,2	3,8
	220	20	4
	325	19,8	4,2
	455	19,7	4,3
25-05-2010	1185	19,1	4,9
	1315	19	5
	1490	18,9	5,1
	1610	18,8	5,2
	1695	18,8	5,2
26-05-2010	2535	18,6	5,4
	2900	18,5	5,5
	3205	18,5	5,5
27-05-2010	3995	18,3	5,7
	4120	18,3	5,7
	4325	18,2	5,8
	4695	18,2	5,8
28-05-2010	5655	18,2	5,8
	5865	18,2	5,8
	6055	18,2	5,8

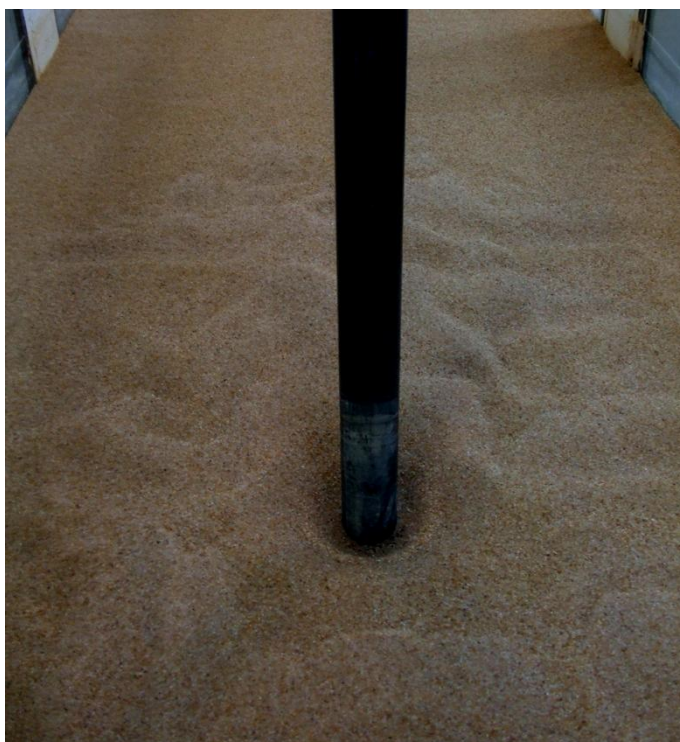


Figura vii- Pormenor da cavidade de erosão final junto ao pilar vista de montante (ensaio A1).

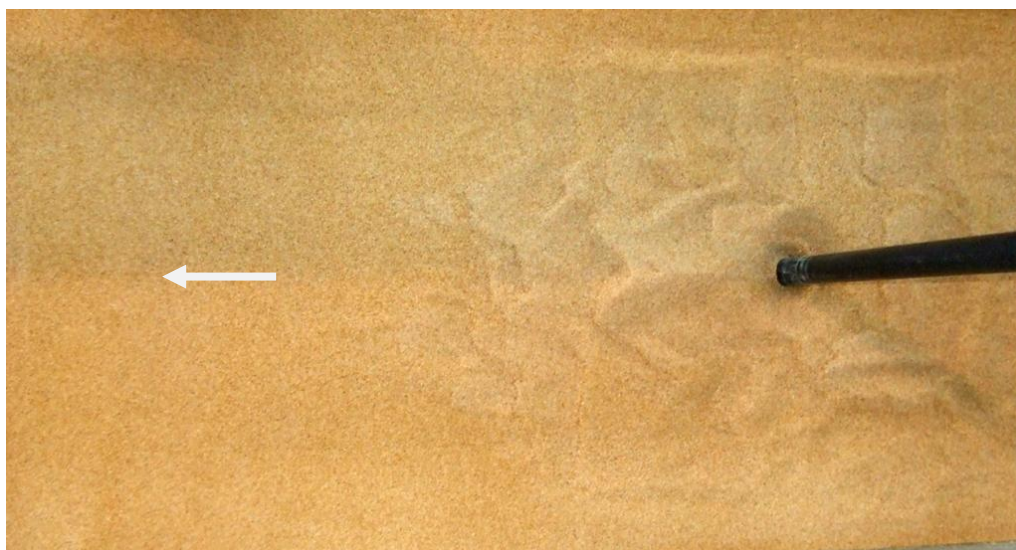


Figura viii - Vista superior da cavidade de erosão final (ensaio A1).

4 - ENSAIO A2 ($h/D_c=1,5$; $D_c/D_{50}=58$)

Ensaio nº	A2
D_{50} (mm)	0,86
h/D_c	1,5
D_c (mm)	50
h (m)	0,075
B (m)	1
Q (l/s)	19,7
Fr	0,094
h_{se} (mm)	76
D_c/D_{50}	58
B/h	13,33333
B/D_c	20

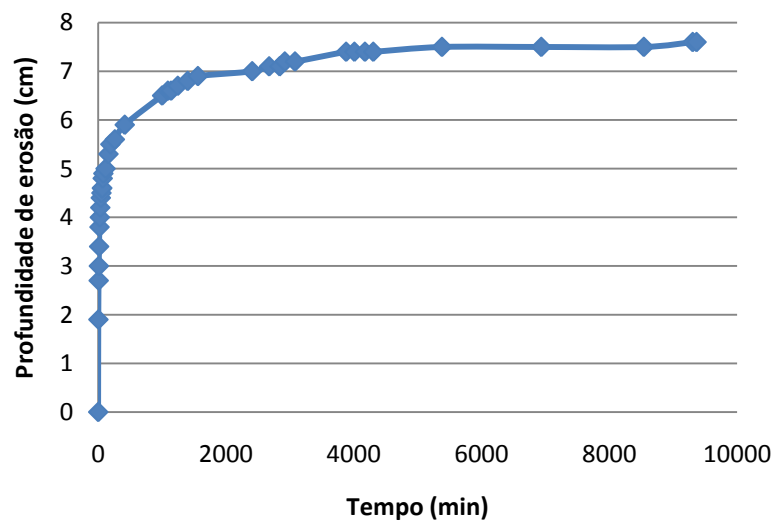


Gráfico vii- Evolução da profundidade de erosão em função do tempo (ensaio A2).

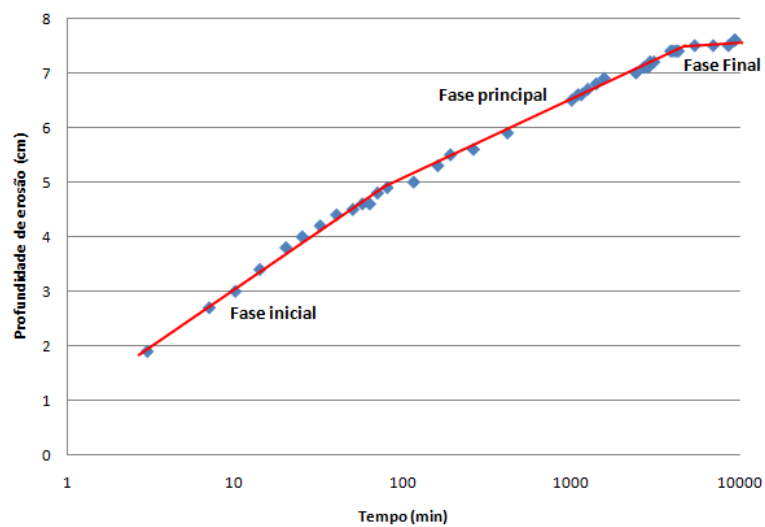


Gráfico viii - Evolução da profundidade de erosão em função do logaritmo do tempo e as respectivas fases do processo de erosão (ensaio A2).

Tabela IV - Medições realizadas durante o ensaio A2.

	Tempo (min)	Medição no hidrômetro (cm)	Profundidade de erosão (cm)
11-05-2010	0	24,4	0
Iniciado às 15:50	3	22,5	1,9
	7	21,7	2,7
	10	21,4	3
	14	21	3,4
	20	20,6	3,8
	25	20,4	4
	32	20,2	4,2
	40	20	4,4
	50	19,9	4,5
	57	19,8	4,6
	63	19,8	4,6
	70	19,6	4,8
	80	19,5	4,9
	115	19,4	5
	160	19,1	5,3
	190	18,9	5,5
	260	18,8	5,6
	415	18,5	5,9
12-05-2010	1000	17,9	6,5
	1090	17,8	6,6
	1140	17,8	6,6
	1245	17,7	6,7
	1400	17,6	6,8
	1560	17,5	6,9
13-05-2010	2410	17,4	7
	2675	17,3	7,1
	2840	17,3	7,1
	2920	17,2	7,2
	3080	17,2	7,2
14-05-2010	3880	17	7,4
	4010	17	7,4
	4175	17	7,4
	4305	17	7,4
15-05-2010	5380	16,9	7,5
	6935	16,9	7,5
16-05-2010	8540	16,9	7,5
17-05-2010	9305	16,8	7,6
	9365	16,8	7,6



Figura ix - Pormenor da cavidade de erosão final vista de montante (ensaio A2).



Figura x - Vista superior da cavidade de erosão final (ensaio A2).

5 - ENSAIO A3 ($h/D_c=2,0$; $D_c/D_{50}=58$)

Ensaio nº	A3
D_{50} (mm)	0,86
h/D_c	2
D_c (mm)	50
h (m)	0,1
B (m)	1
Q (l/s)	27,7
Fr	0,078
h_{se} (mm)	83
D_c/D_{50}	58
B/h	10
B/D_c	20

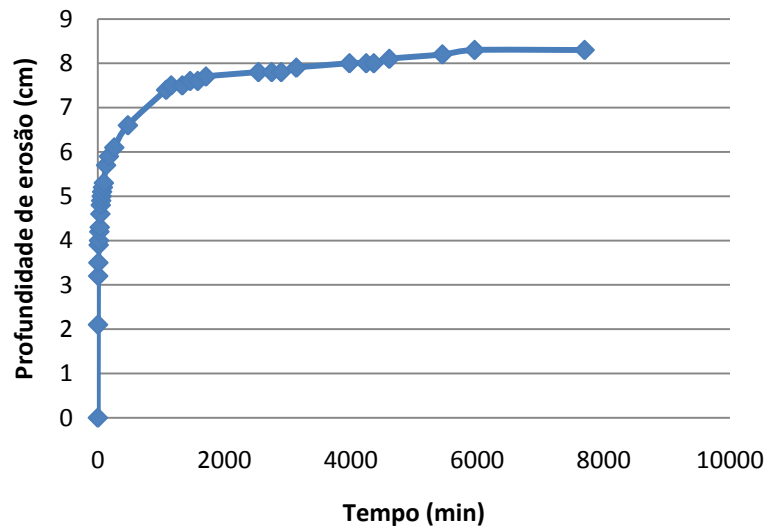


Figura xi - Evolução da profundidade de erosão em função do tempo (ensaio A3).

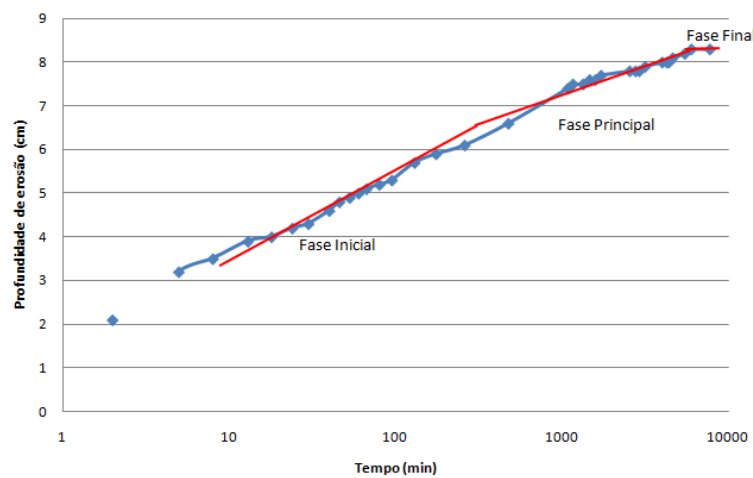


Figura xii - Evolução da profundidade de erosão em função do logaritmo do tempo e as respectivas fases do processo de erosão (ensaio A3).

Tabela V - Medições realizadas durante o ensaio A3.

	Tempo (min)	Medição no hidrómetro (cm)	Profundidade de erosão (cm)
18-05-2010	0	24,1	0
Iniciado às 15:40	2	22	2,1
	5	20,9	3,2
	8	20,6	3,5
	13	20,2	3,9
	18	20,1	4
	24	19,9	4,2
	30	19,8	4,3
	40	19,5	4,6
	46	19,3	4,8
	53	19,2	4,9
	60	19,1	5
	67	19	5,1
	80	18,9	5,2
	95	18,8	5,3
	130	18,4	5,7
	175	18,2	5,9
	260	18	6,1
	475	17,5	6,6
19-05-2010	1080	16,7	7,4
	1160	16,6	7,5
	1335	16,6	7,5
	1460	16,5	7,6
	1580	16,5	7,6
	1710	16,4	7,7
20-05-2010	2540	16,3	7,8
	2750	16,3	7,8
	2900	16,3	7,8
	3140	16,2	7,9
21-05-2010	3980	16,1	8
	4245	16,1	8
	4365	16,1	8
	4610	16	8,1
22-05-2010	5450	15,9	8,2
	5960	15,8	8,3
23-05-2010	7700	15,8	8,3



Figura xiii – Cavity final de erosão a) vista de jusante do pilar; b) vista de montante (ensaio A3)

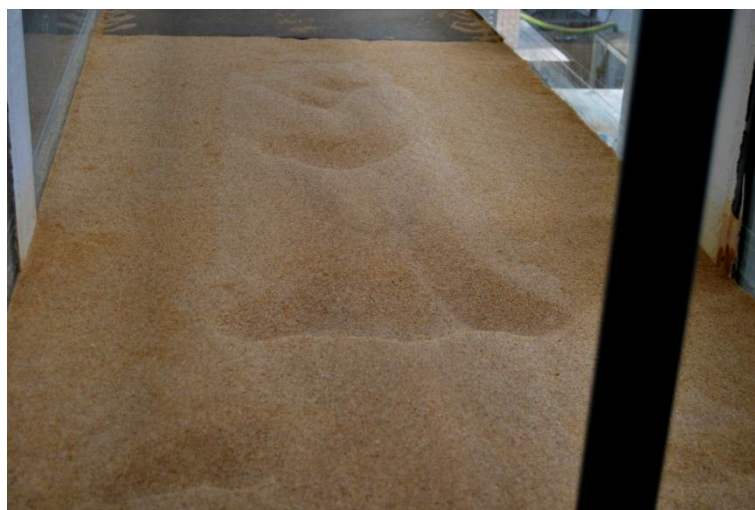


Figura xiv – Cavity final de erosão a jusante do pilar (ensaio A3).

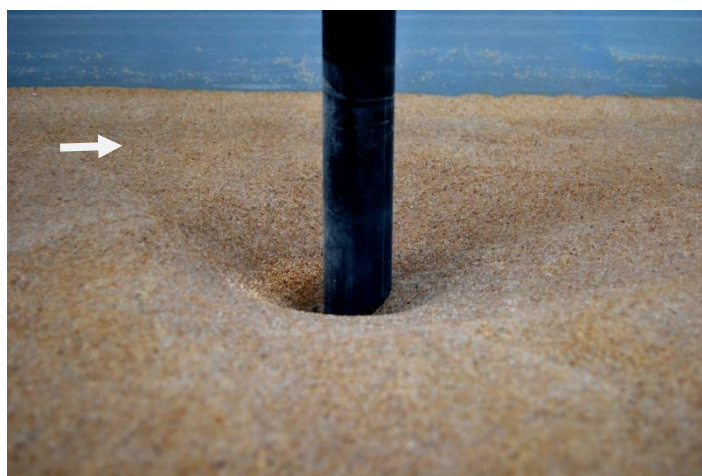


Figura xv - Pormenor da cavity de erosão junto ao pilar (vista lateral).

6 - ENSAIO A4 ($h/D_c=2,0$; $D_c/D_{50}=58$)

Ensaio nº	A4
D_{50} (mm)	0,86
h/D_c	2
D_c (mm)	50
h (m)	0,125
B (m)	1
Q (l/s)	36
Fr	0,068
h_{se} (mm)	87
D_c/D_{50}	58
B/h	8
B/D_c	20

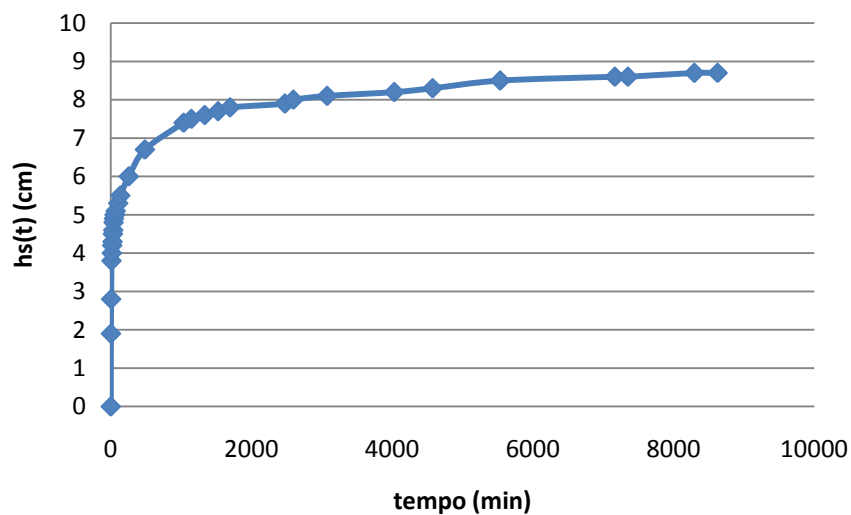


Gráfico ix - Evolução da profundidade de erosão em função do tempo (ensaio A4).

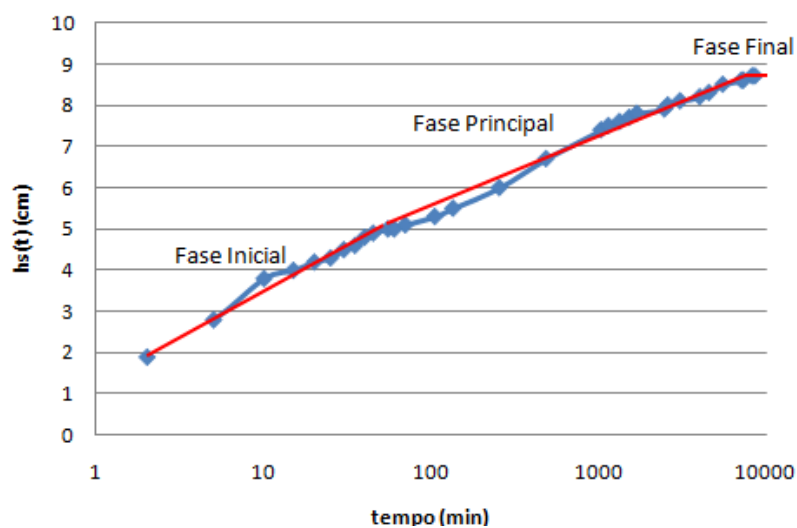


Gráfico x - Evolução da profundidade de erosão em função do logaritmo do tempo e as respectivas fases do processo de erosão (ensaio A4).

Tabela VI- Medições realizadas durante o ensaio A4.

	Tempo (min)	Medição no hidrômetro (cm)	Profundidade de erosão (cm)
16-06-2010	0	24,4	0
Iniciado às 15:45	2	22,5	1,9
	5	21,6	2,8
	10	20,6	3,8
	15	20,4	4
	20	20,2	4,2
	25	20,1	4,3
	30	19,9	4,5
	35	19,8	4,6
	40	19,6	4,8
	45	19,5	4,9
	55	19,4	5
	60	19,4	5
	70	19,3	5,1
	105	19,1	5,3
	135	18,9	5,5
	255	18,4	6
	485	17,7	6,7
17-06-2010	1035	17	7,4
	1145	16,9	7,5
	1335	16,8	7,6
	1525	16,7	7,7
	1695	16,6	7,8
18-06-2010	2475	16,5	7,9
	2595	16,4	8
	3075	16,3	8,1
19-06-2010	4030	16,2	8,2
	4575	16,1	8,3
20-06-2010	5535	15,9	8,5
21-06-2010	7165	15,8	8,6
	7350	15,8	8,6
22-06-2010	8295	15,7	8,7
	8625	15,7	8,7

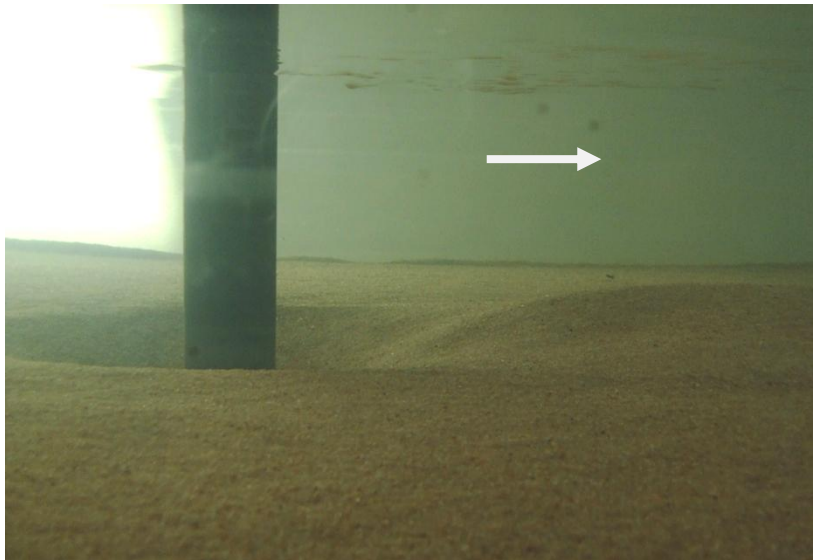


Figura xvi- Cavity of erosion during test A4 (side view).

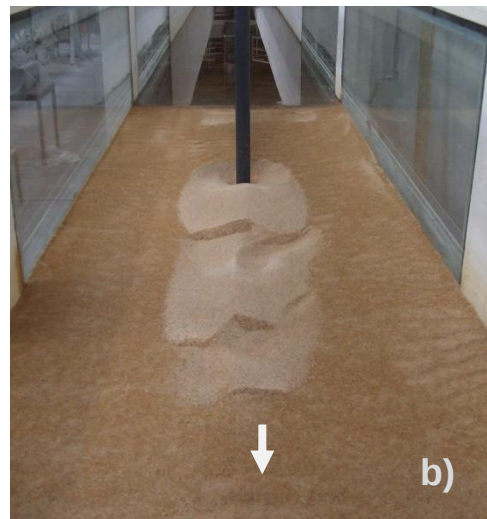


Figura xviii- Final erosion cavity of test A4. a) Top view. b) Downstream view.



Figura xvii - Detail of the erosion cavity near the pier (side view, test A4).

7 - ENSAIO B1 ($h/D_c=1,0$; $D_c/D_{50}=87$)

Ensaio nº	B1
D_{50} (mm)	0,86
h/D_c	1
D_c (mm)	75
h (m)	0,075
B (m)	1
Q (l/s)	19,7
Fr	0,094
h_{se} (mm)	94
D_c/D_{50}	87
B/h	13,33
B/D_c	13,33

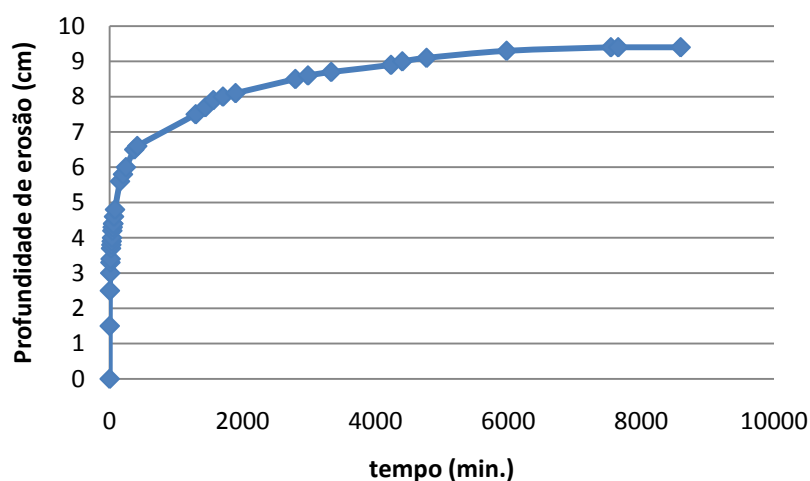


Gráfico xi - Evolução da profundidade de erosão em função do tempo (ensaio B1).

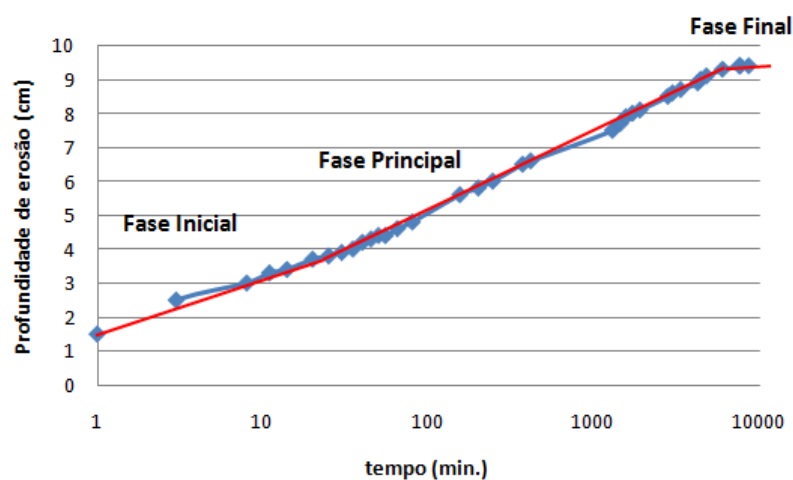


Gráfico xii - Evolução da profundidade de erosão em função do logaritmo do tempo e as respectivas fases do processo de erosão (ensaio B1).

Tabela VII - Medições realizadas durante o ensaio B1.

	Tempo (min)	Medição no hidrómetro (cm)	Profundidade de erosão (cm)
01-06-2006	0	24,5	0
Iniciado às	1	23	1,5
11:25	3	22	2,5
	8	21,5	3
	11	21,2	3,3
	14	21,1	3,4
	20	20,8	3,7
	25	20,7	3,8
	30	20,6	3,9
	35	20,5	4
	40	20,3	4,2
	45	20,2	4,3
	50	20,1	4,4
	55	20,1	4,4
	65	19,9	4,6
	80	19,7	4,8
	155	18,9	5,6
	200	18,7	5,8
	245	18,5	6
	370	18	6,5
	415	17,9	6,6
02-06-2010	1295	17	7,5
	1440	16,8	7,7
	1560	16,6	7,9
	1705	16,5	8
	1895	16,4	8,1
03-06-2010	2795	16	8,5
	2985	15,9	8,6
	3335	15,8	8,7
04-06-2010	4235	15,6	8,9
	4405	15,5	9
	4770	15,4	9,1
05-06-2010	5975	15,2	9,3
06-06-2010	7545	15,1	9,4
	7655	15,1	9,4
07-06-2010	8595	15,1	9,4

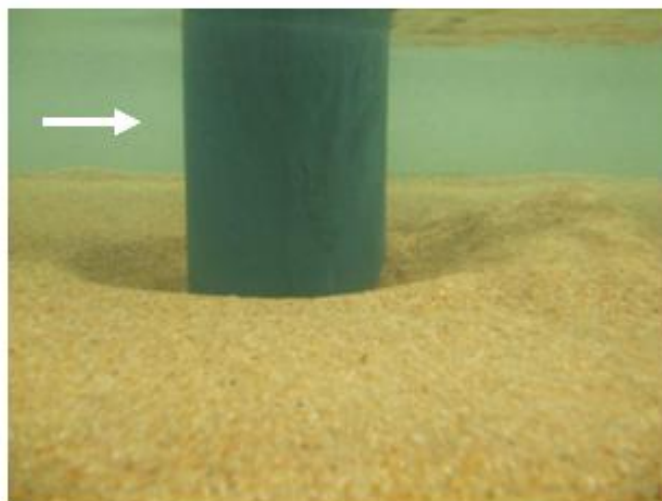


Figura xix – Vista lateral da cavidade de erosão formada no decorrer do ensaio B1.



Figura xx - Cavidade de erosão final (ensaio B1). a) Vista de montante; b) Vista de jusante.



Figura xxi - Cavidade de erosão vista superior (Ensaio B2).

8 - ENSAIO B2 ($h/D_c=1,0$; $D_c/D_{50}=128$)

Ensaio nº	B2
D_{50} (mm)	0,86
h/D_c	1
D_c (mm)	110
h (m)	0,11
B (m)	1
Q (l/s)	31
Fr	0,073
h_{se} (mm)	147
D_c/D_{50}	128
B/h	9,1
B/D_c	9,1

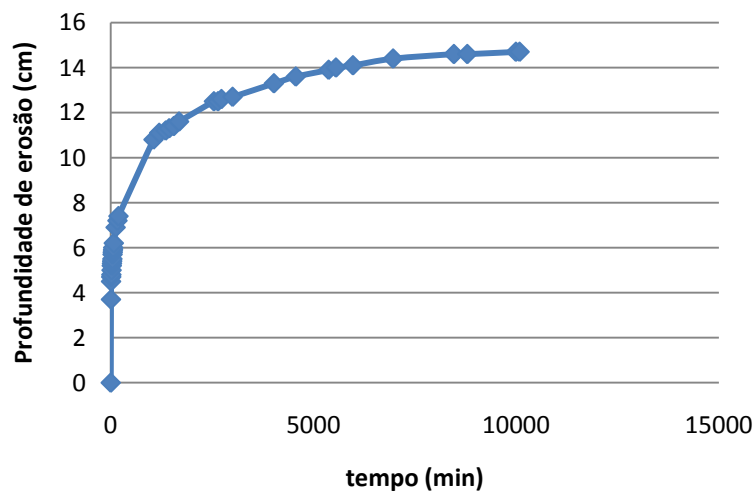


Gráfico xiii - Evolução da profundidade de erosão em função do tempo (ensaio B2).

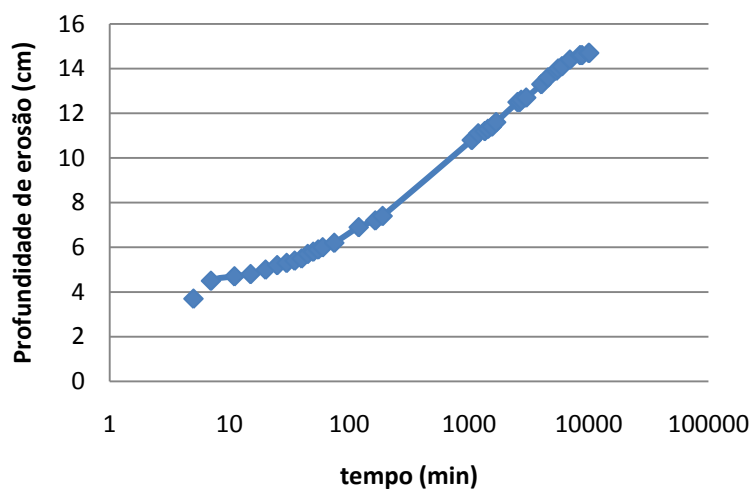


Gráfico xiv - Evolução da profundidade de erosão em função do logaritmo do tempo (ensaio B2).

	Tempo (min)	Medição no hidrômetro (cm)	Profundidade de erosão (cm)
07-06-2010	0	24,1	0
Iniciado às	5	20,4	3,7
16:55	7	19,6	4,5
	11	19,4	4,7
	15	19,3	4,8
	20	19,1	5
	25	18,9	5,2
	30	18,8	5,3
	35	18,7	5,4
	40	18,6	5,5
	45	18,4	5,7
	50	18,3	5,8
	55	18,2	5,9
	60	18,1	6
	75	17,9	6,2
	120	17,2	6,9
	165	16,9	7,2
	190	16,7	7,4
08-06-2010	1055	13,3	10,8
	1195	13	11,1
	1355	12,9	11,2
	1440	12,8	11,3
	1555	12,7	11,4
	1685	12,5	11,6
09-06-2010	2545	11,6	12,5
	2645	11,6	12,5
	2730	11,5	12,6
	3005	11,4	12,7
10-06-2010	4025	10,8	13,3
	4565	10,5	13,6
11-06-2010	5375	10,2	13,9
	5555	10,1	14
	5975	10	14,1
12-06-2010	6965	9,7	14,4
13-06-2010	8465	9,5	14,6
	8795	9,5	14,6
14-06-2010	9995	9,4	14,7
	10085	9,4	14,7

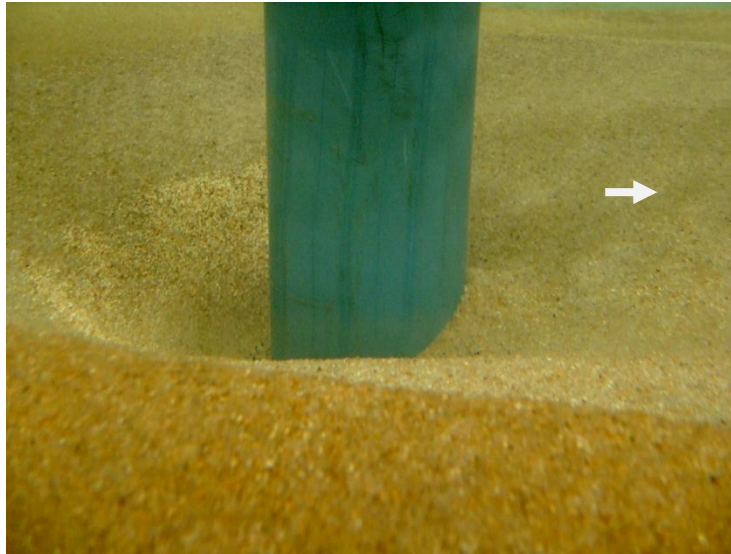


Figura xxii - Cavity of erosion during test B2 side view.

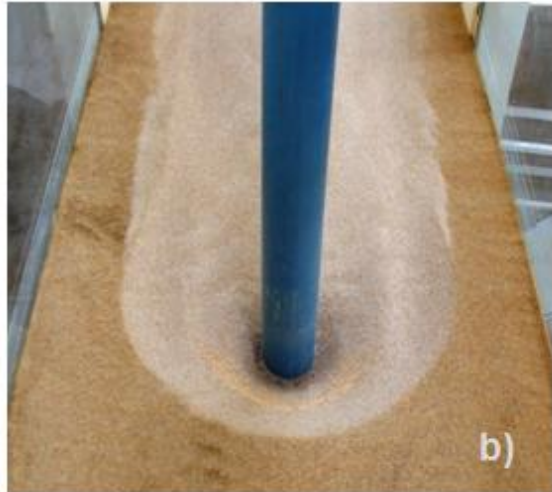


Figura xxiii - Final erosion cavity. a) Upstream view. b) Top/upstream view.



Figura xxiv - Final erosion cavity, top view (test B2).