



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Engenharia

**Estudo do impacto dos detritos nas cavidades de
erosão junto de pilares de pontes**
Versão final após defesa

Ana Josefa Pinto Dias

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil
(Ciclo de estudos integrado)

Orientadora: Prof.^a Doutora Cristina Maria Sena Fael

Covilhã, 8 de agosto de 2018

Dedicatória

Dedico todo o meu trabalho aos meus pais, irmão e avós maternos por serem as pessoas que me amam incondicionalmente.

Agradecimentos

Agradeço à Prof.^a Doutora Cristina Fael por todo o apoio prestado enquanto minha orientadora. Obrigada pela sua amizade, paciência, dedicação e todo o carinho compartilhado ao longo desta dissertação, sem si este trabalho não seria possível.

Aos técnicos do Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura da Universidade da Beira Interior, ao Sr. Albino Alves, ao Sr. Jorge Barros e ao Sr. António Félix agradeço a amizade, o apoio e o empenho na preparação e acompanhamento da minha experiência experimental, assim como em todos os momentos de incentivo e boa disposição partilhados.

Aos meus colegas de curso que estiveram sempre presentes para me apoiar e em especial à Márcia Afonso por toda a disponibilidade e ajuda prestada para a conclusão deste trabalho, muito obrigada.

À Mariana Lourenço, por todo o companheirismo, confiança, amizade ao longo do meu percurso académico e por estar sempre ao meu lado para me apoiar nos momentos mais difíceis e nas conquistas de cada dia, levo-te daqui com a certeza que seremos amigas para a vida toda. À Ludmila Diniz, por me ter apoiado em todos os dias difíceis, foi um prazer ter-te conhecido e saber que estás ao meu lado, obrigada pelo carinho e por todo o incentivo dado para a conclusão da dissertação, obrigada pela amizade. Obrigada por serem tão especiais.

Aos familiares e amigos mais chegados, obrigada por estarem sempre ao meu lado.

Um agradecimento especial para a minha família pelo apoio prestado durante todo o meu trajeto universitário, obrigada pelo carinho e por toda a compreensão, obrigada por todos os sacrifícios feitos para conseguir continuar os estudos, obrigada por nunca desistirem de mim, obrigada por estarem sempre ao meu lado nos momentos felizes e infelizes, obrigada por fazerem de mim o que sou hoje e porque nunca é de mais agradecer, obrigada pelo vosso amor e obrigada por serem os melhores pais do mundo.

Obrigada aos meus avós maternos, por todo o amor que me foi dado e sei que estarão sempre a olhar por mim.

Resumo

As erosões localizadas que ocorrem junto às fundações de pontes, dos seus pilares e encontros, e as forças hidrodinâmicas induzidas pelas cheias, ou pela acumulação de detritos na sua face de montante, estão entre as principais causas de vulnerabilidade destas infraestruturas viárias. Se, por um lado, o conhecimento atual, no que concerne à caracterização do processo erosivo e da quantificação das cavidades de erosão, teve grandes avanços nas últimas décadas; por outro lado, o efeito da acumulação dos detritos junto dessas estruturas não acompanhou essa evolução.

O presente trabalho de dissertação, de cariz essencialmente experimental, visa estudar o efeito das características geométricas dos detritos (forma e dimensões) acumulados a montante de pilares cilíndricos na profundidade máxima das cavidades de erosão. O trabalho experimental foi realizado no Laboratório de Hidráulica Fluvial e das Estruturas da Universidade da Beira Interior. Foram considerados detritos de forma triangular e retangular, flutuantes à superfície do escoamento ou depositados no leito, para condições de escoamento sem transporte sólido generalizado.

Os resultados obtidos foram comparados com os compilados de outros autores e com as formulações existentes na literatura, nomeadamente, as de Melville e Dongol (1992), Lagasse *et al.* (2010a) e Rahimi *et al.* (2017). Essa análise permitiu concluir que as dimensões e a forma dos detritos têm um efeito claro no padrão das cavidades de erosão e na sua profundidade máxima; as caixas de detritos retangulares conduziram a valores mais elevados da profundidade máxima de erosão comparativamente aos detritos de forma triangular. Verificou-se que a diferença entre as profundidades máximas das cavidades de erosão obtidas experimentalmente e as avaliadas através das equações propostas por Lagasse *et al.* (2010a) não foi significativa.

Palavras-chave

Erosões localizadas; pilares cilíndricos; acumulação de detritos; ensaios experimentais.

Abstract

Local scour that occur near bridge foundations, their piers and abutments, and hydrodynamic forces induced by floods, or by the debris accumulation on their upstream face, are among the main causes of vulnerability of these road infrastructures. If, on the one hand, the current knowledge regarding the scouring processes characterization and the scours hole quantification, has made great advances in the last decades; on the other hand, the effect of the debris accumulation on these structures did not follow this evolution.

The present work, essentially experimental, aims to study the effect of the debris geometric characteristics (shape and dimensions) accumulated upstream of cylindrical piers on the maximum local scour depth. The experimental work was carried out at the Fluvial Hydraulics and Structures Laboratory at the University of Beira Interior. Debris was considered triangular and rectangular shape, floating on the flow surface or deposited on the bed, under clear-water conditions.

The results obtained were compared with those compiled by other authors and with the formulations available in the literature, namely, these of Melville and Dongol (1992), Lagasse *et al.* (2010a) and Rahimi *et al.* (2017). This analysis allowed to conclude that the dimensions and the debris shape have a clear effect on the scours hole pattern and their maximum depth; the boxes of rectangular debris led to higher values of the maximum scour depth when compared with the triangular shape. It was verified that the difference between the maximum scour depths obtained experimentally and the evaluated through the equations proposed by Lagasse *et al.* (2010a) was not significant.

Keywords

Local scour; cylindrical piers; debris accumulation; experimental tests.

Índice de texto

1.	Introdução	1
1.1	Apresentação e enquadramento do estudo	1
1.2	Estrutura e organização da dissertação	5
2.	Revisão bibliográfica.....	7
2.1	Introdução.....	7
2.2	Forma e posição dos detritos junto de pilares de pontes	7
2.3	Estrutura do escoamento e o mecanismo de formação de cavidades de erosão	9
2.4	Variáveis e parâmetros envolvidos no processo erosivo	12
2.5	Métodos de previsão da profundidade máxima da cavidade de erosão	16
2.6	Métodos de previsão da profundidade máxima das cavidades de erosão na presença de detritos	19
2.7	Largura superior da cavidade de erosão	21
3.	Instalação experimental, equipamentos de medição e caracterização dos ensaios	23
3.1	Introdução.....	23
3.2	Descrição do canal.....	23
3.3	Equipamentos de medição	26
3.3.1	Medição de caudal	26
3.3.2	Medição do nível da superfície livre do escoamento e da profundidade das cavidades de erosão	27
3.4	Caracterização dos ensaios	27
3.4.1	Material granular do fundo.....	27
3.4.2	Velocidade crítica de início do movimento	28
3.4.3	Caracterização dos detritos.....	28

3.4.4 Procedimento experimental	31
3.4.5 Efeito dos parâmetros específicos na profundidade de erosão localizada em pilares individuais	32
3.4.5.1 Intensidade do escoamento.....	32
3.4.5.2 Tempo de equilíbrio	34
3.4.5.3 Profundidade relativa do escoamento	36
3.4.5.4 Efeito de parede.....	37
4. Análise e discussão dos resultados	39
4.1 Introdução.....	39
4.2 Variáveis e parâmetros característicos dos ensaios realizados e dos dados selecionados na literatura	39
4.3 Evolução temporal da profundidade máxima das cavidades de erosão	42
4.4 Influência do volume efetivo dos detritos na profundidade máxima das cavidades de erosão	44
4.5 Medições das larguras superiores da cavidade de erosão.....	45
4.6 Análise pelos métodos de Melville e Dongol (1992) e Lagasse <i>et al.</i> (2010a)	46
4.7 Análise pelo método de Rahimi <i>et al.</i> (2017).....	50
5. Conclusão e propostas de trabalhos futuros.....	53
Bibliografia.....	55
Anexo I - Fichas de ensaios laboratoriais	61
Anexo II - Artigo científico submetido ao WMCAUS 2018	83

Índice de figuras

Figura 2.1 - Tipos de acumulação de detritos: a) tronco isolado; b) múltiplos troncos; c) acumulação de troncos (Lagasse <i>et al.</i> , 2010a).	8
Figura 2.2 - Forma de detritos: a) triangular; b) retangular (Lagasse <i>et al.</i> , 2010a).	8
Figura 2.3 - Perfil geométrico de forma: a) cónico; b) retangular (Lagasse <i>et al.</i> , 2010a). ..	8
Figura 2.4 - Acumulação de detritos: a) parcialmente submergidos; b) totalmente submergidos (Lagasse <i>et al.</i> , 2010a).	9
Figura 2.5 - Perfil geométrico de forma canónica invertida (Lagasse <i>et al.</i> , 2010a).	9
Figura 2.6 - Alteração do campo de pressões a montante de obstáculos (Fael, 2007).	10
Figura 2.7 - Estrutura do escoamento junto de pilares (Lagasse <i>et al.</i> , 2010a).	11
Figura 2.8 - Estrutura do escoamento junto ao pilar devido à acumulação de detrito: a) retangulares; b) triangulares (Lagasse <i>et al.</i> , 2010a).	11
Figura 2.9 - Formas comuns de pilares de pontes: a) circular; b) extremidade quadrada; c) extremidade redonda; d) extremidade angulosa; e) grupo de pilares (Richardson e Davis, 2001).	17
Figura 2.10 - Largura superior da cavidade de erosão, adaptado Arneson <i>et al.</i> (2012).	22
Figura 3.1 - Vista geral do canal.	24
Figura 3.2 - Desenho esquemático do canal hidráulico.	24
Figura 3.3 - Início do canal com tubos de estabilização do escoamento entrada do canal. ..	25
Figura 3.4 - Comporta.	25
Figura 3.5 - Grupo eletrobomba.	26
Figura 3.6 - Medidores de caudal eletromagnético a) primário e b) secundário.	26
Figura 3.7 - hidrómetro instalado no carro de medição.	27
Figura 3.8 - Curva granulométrica da areia (Lança, 2013).	28
Figura 3.9 - Caixas de arame realizadas em laboratório de forma: a) retangulares e b) triangulares.	30

Figura 3.10 - Proteção do Pilar com as 2 chapas metálicas.	32
Figura 3.11 - Variação típica de h_s com U/U_c para sedimentos uniformes (Couto e Cardoso, 2001).	33
Figura 3.12 - Evolução temporal da profundidade da cavidade de erosão com e sem transporte sólido generalizado (Couto e Cardoso, 2001a).....	35
Figura 3.13 - Identificação das fases do processo erosivo (Fael, 2007).	36
Figura 3.14 - Interação entre vórtices de direções opostas (adaptada de Lança, 2013).	36
Figura 4.1 - Evolução temporal da profundidade máxima das cavidades de erosão ($t = 7$ dias).	42
Figura 4.2 - Morfologia das cavidades de erosão: a) na presença de detritos de caixa retangular (T5) e b) na presença de detritos de caixa triangular (T17).	43
Figura 4.3 - Variação de h_{sm} com o volume efetivo dos detritos.	43
Figura 4.4 - Esquema com as distâncias das larguras superiores para o ensaio T5.	44
Figura 4.5 - Comparação da largura equivalente de Melville e Dongol (1992) com a largura equivalente observada por Lagasse <i>et al.</i> (2010a).....	46
Figura 4.6 - Comparação da largura efetiva modificada com a largura efetiva observada: a) considerando k_{dt} proposto por Lagasse <i>et al.</i> (2010a); b) considerando k_{dt} obtido experimentalmente.	46
Figura 4.7 - Profundidade da cavidade de erosão obtida experimentalmente e o seu homólogo obtido a partir da equação modificada por Lagasse <i>et al.</i> (2010a).	47
Figura 4.8 - Profundidade da cavidade de erosão obtida experimentalmente e o seu homólogo obtido em função da equação recomendada por Lagasse <i>et al.</i> (2010a).	48
Figura 4.9 - Análise adimensional de h_{sm}/D_p	48
Figura 4.10 - Variação de $h_{sm}/h_{sm\ ref}$ com as dimensões e formas de detritos.....	49
Figura 4.11 - Variação de $h_{sm}/h_{sm\ ref}$ com h_d/h ao final de: a) 8h; b) 24h, c) 72h; d) 168h. ...	51

Índice de tabelas

Tabela 2.1 - Valores de K_f consoante a forma dos pilares (Richardson e Davis, 2001).	17
Tabela 2.2 - Valores de K_θ consoante os ângulos de enviesamento do escoamento (Richardson e Davis, 2001).	18
Tabela 2.3 - Valores de K_3 consoante as configurações do fundo (Richardson e Davis, 2001).	18
Tabela 3.1 - Caracterização dos detritos de madeira colocados no interior e do interior para as caixas de detritos.	29
Tabela 3.2 - Dimensões das caixas de detritos.	30
Tabela 3.3 - Posição das caixas de detritos	31
Tabela 4.1 - Parâmetros adimensionais dos ensaios experimentais.	40
Tabela 4.2 - Parâmetros adimensionais utilizando o método de Rahimi <i>et al.</i> (2017).	41
Tabela 4.3 - Resultados experimentais extraídos da literatura (Lagasse <i>et al.</i> , 2010a).	41
Tabela 4.4 - Valores experimentais das larguras superiores da cavidade de erosão.	45
Tabela 4.5 - Características das durações dos testes para a profundidade máxima de erosão.	52

Lista de Siglas e Acrónimos

CSU	Colorado State University
DECA	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura
FHWA	Federal Highway Administration
HEC	Hydraulic Engineering Circular
LHFE	Laboratório de Hidráulica Fluvial e das Estruturas
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
PVC	Cloreto de Polivinila
UBI	Universidade da Beira Interior

Simbologia

Símbolo	Descrição
$\alpha_{d\ exp}^*$	Largura efetiva experimental
$\alpha_{d\ rec}^*$	Largura efetiva recomendada
α_d^*	Largura efetiva
B	Largura da secção transversal do canal
B'	Constante de integração da lei logarítmica de velocidade
b_e	Diâmetro efetivo do pilar com acumulação de detritos
D_{50}	Diâmetro mediano do material do fundo
D_p	Diâmetro do pilar cilíndrico; menor dimensão do pilar
Fr	Número de Froude do escoamento de aproximação
g	Aceleração da gravidade
h	Altura do escoamento de aproximação não perturbado
H	Espessura dos detritos
h_d	Distância entre a superfície livre do escoamento e o centro de gravidade da caixa de detritos
h_s	Profundidade da cavidade de erosão num dado instante
h_{sm}	Profundidade máxima da cavidade de erosão
$h_{sm\ ref}$	Profundidade máxima da cavidade de erosão de referência
i	Declive do fundo do canal
J	Perda de carga unitária
K	Largura do fundo da cavidade de erosão
K_3	Fator de configuração do fundo
K_4	Fator da camada de proteção segundo a dimensão do material do leito
K_{d1}	Coefficiente adimensional de Dongol (1989) [equação (2.33)]
K_{d2}	Fator de correção devido à intensidade do escoamento de aproximação
K_{db}	Fator de correção
K_f	Fator de forma do pilar
K_g	Fator da forma da secção transversal do canal
K_s	Fator da rugosidade do material de fundo
K_θ	Fator do ângulo de enviesamento do escoamento em relação ao alinhamento do pilar
L	Comprimento dos detritos
LS	Largura superior da cavidade de erosão para cada lado do pilar

n_d	Porosidade dos detritos
Q	Caudal
R_h	Raio hidráulico da secção transversal do escoamento
RT	Retangular
t	Tempo
TR	Triangular
U	Velocidade média do escoamento de aproximação
$u(y)$	Velocidade média do escoamento à distância y do fundo
u_*	Velocidade de atrito junto ao fundo
u_{*c}	Valor crítico da velocidade de atrito junto ao fundo
U/U_c	Intensidade do escoamento de aproximação
U_c	Velocidade média crítica de início do movimento do material de fundo
U_R	Razão da velocidade
V_e	Volume efetivo dos detritos
W	Largura dos detritos
γ	Peso volúmico da água
δ	Desvios percentuais
$\delta_{\text{médio}}$	Média dos desvios percentuais
ν	Viscosidade cinemática da água
ρ	Massa volúmica da água
ρ_s	Massa volúmica do material do fundo
σ_D	Coefficiente de graduação da distribuição granulométrica do material do fundo
τ	Ângulo de repouso do material no leitor
τ_0	Tensão média de arrastamento do fundo
τ_c	Tensão média de arrastamento crítica ou de início do movimento do material do fundo
Δ	Densidade aparente submersa do material do fundo

1. Introdução

1.1 Apresentação e enquadramento do estudo

Existem três tipos de erosões suscetíveis de ocorrer em simultâneo junto de obstáculos inseridos no seio dos escoamentos sobre fundos aluvionares, são eles: erosões generalizadas, por contração, e as erosões localizadas. As erosões generalizadas caracterizam-se por serem independentes da existência de pontes, da existência de curvas ou de convergências de escoamentos, sendo uma consequência dos caudais elevados. Contudo, algumas ações humanas podem alterar o equilíbrio do sistema fluvial e conduzir ao desenvolvimento dos processos erosivos. As erosões por contração lateral do escoamento, que ocorre quando os obstáculos provocam estreitamentos significativos da secção transversal do escoamento, aumentando a velocidade média nessa secção e o poder erosivo. Quanto às erosões localizadas, resultam diretamente da presença de obstáculos no seio do escoamento. As atividades humanas também contribuem para o desenvolvimento de processos de erosão localizada, podendo estas formas de erosão colocar em risco a estabilidade da ponte e devem ser consideradas na avaliação do risco a que uma ponte está exposta (Ramos, 2005).

Ao longo dos anos estão presentes as memórias de acidentes de pontes devido ao colapso estrutural em consequência da rotura das suas fundações, pilares e encontros, associadas a causas de natureza hidráulica e geotécnica. De entre elas, as mais frequentes, e que conduzem a situações mais gravosas, são as questões de natureza hidráulica, nomeadamente, as erosões localizadas junto às suas fundações (pilares e encontros) e as forças hidrodinâmicas induzidas pelas cheias ou pela acumulação de detritos na face de montante dos pilares.

Em Portugal, e a título de exemplo, cita-se o caso da ponte de Entre-os-Rios sobre o rio Douro onde ocorreu o colapso do pilar provocando a queda do tabuleiro, resultado da degradação evolutiva do leito aluvionar e do processo de erosão localizada junto a um dos seus pilares (Ramos, 2005).

O processo erosivo é bastante complexo e tecnicamente não se considera um problema resolvido, apesar das tentativas de desenvolvimento em estudos técnicos e experimentais. Os métodos que são adotados em instalações experimentais de laboratório resultam de observações, que visam a avaliação das profundidades máximas da cavidade de erosão. Se por um lado, o conhecimento atual, no que concerne à caracterização do processo erosivo e à quantificação das cavidades de erosão, teve grandes avanços nas últimas décadas; por outro lado, o efeito da acumulação dos detritos junto dessas estruturas não acompanhou essa evolução, pois a informação disponível é escassa, existindo algumas lacunas nessa área. Apesar das limitações existentes, não invalidam as estimativas observadas das profundidades máximas de erosão localizadas junto de pilares de pontes e encontros. Surge apenas a necessidade de reunir todas as condições iniciais consideradas nas equações de cálculo (Ramos, 2005).

Para o dimensionamento de uma ponte é necessário conhecer e analisar os parâmetros hidráulicos caracterizadores das condições do escoamento. São exemplos: a estabilidade do leito e margens, os caudais de cheia e cotas dos níveis de água, o caudal sólido, a evolução da erosão e deposição de sedimentos, as sobrelevações da superfície livre e as ações hidrodinâmicas sobre a estrutura.

A presença dos detritos no escoamento podem causar uma grande obstrução, ampliando os processos erosivos e conduzindo, de forma acelerada, ao colapso da ponte (Rahimi *et al.*, 2017). Desde os anos 90 que o estudo do impacto da acumulação dos detritos lenhosos junto de pilares de pontes tem merecido a atenção de diversos investigadores. As motivações têm sido variadas, e entre elas, salienta-se o seu efeito nas erosões localizadas (Laursen e Touch, 1956; Diehl, 1997; Dongol, 1989; Melville e Dongol, 1992; Braudrick *et al.*, 1997; Wallerstein, 2003; Lyn *et al.*, 2003; Bradley *et al.*, 2005; Zevenbergen *et al.*, 2006; e Briaud *et al.*, 2006; Lagasse *et al.*, 2010; e Pagliara e Carnacina, 2010, 2011; Cicco *et al.*, 2015 e Rahimi *et al.*, 2017).

No entanto, os efeitos da acumulação de detritos na profundidade da cavidade de erosão não é ainda uma preocupação devido à falta de conhecimento consolidado (Sok *et al.* 2013 e Park *et al.* 2015). Como a acumulação de detritos de madeira influencia as características do escoamento, esses detritos representam um novo elemento de descontinuidade para o campo de escoamento (Pagliara e Carnacina, 2012). A acumulação de detritos em pilares de pontes é um problema em curso (Sok *et al.* 2013 e Park *et al.* 2015).

Diversos estudos de campo e experimentais concentraram-se nos efeitos que os detritos acumulados tem nas erosões localizadas junto de pilares de pontes (Diehl, 1997; Pagliara e Carnacina, 2011a). Estes realizaram ensaios para estudar os efeitos da acumulação de detritos e observaram que a sua presença causava cavidades mais profundos em comparação às formadas na sua ausência ao redor de um pilar isolado (Laursen e Toch, 1956).

Dongol (1989) e Melville e Dongol (1992) propuseram um método para determinar os diâmetros efetivos a serem aplicados na previsão da profundidade da erosão devido a acumulação de detritos. Em laboratório os detritos foram moldados como um cilindro circular impermeável, concêntrico a um pilar cilíndrico de uma ponte, encontrando-se a sua superfície superior ao nível da superfície da água. Enquanto isso, Diehl (1997) constatou que um dos fatores mais importantes e ao mesmo tempo mais prejudicial nas falhas de pontes dos EUA estava relacionado com a acumulação de detritos. Kattell e Eriksson (1998) também consideraram que a acumulação de detritos é um problema comum para as pontes, causando: i) Contrações, reduzindo assim a largura das vias navegáveis; ii) Erosões localizadas, agravadas com a obstrução devido ao acumular de detritos; iii) Ângulo de enviesamento do escoamento em relação ao alinhamento do pilar, aumentando a erosão local ao redor da ponte e iv) Incrementam a capacidade de descarga da ponte.

Parola *et al.* (1998) e Mueller e Parola (1998) avaliaram o campo de velocidades na presença de detritos, enquanto, Parola *et al.* (2000) focaram-se nas forças hidrodinâmicas devido à acumulação de detritos, caracterizados por várias formas, rugosidades e porosidades. Richardson e Davis (2001) forneceram uma análise qualitativa da evolução da erosão nos pilares de pontes. A profundidade de erosão na presença de detritos foi avaliada assumindo que o diâmetro do pilar da ponte é igual ao diâmetro dos detritos acumulados.

Bradley *et al.* (2005) estudaram o efeito do impacto dos detritos nas cavidades de erosão e em torno de estruturas hidráulicas. Briaud *et al.* (2006) realizaram estudos laboratoriais sobre a forma típica de acumulação e tamanhos de pilares de pontes. Zevenbergen *et al.* (2006) investigaram os efeitos da acumulação de detritos com cone invertido e formas cônicas na profundidade de erosão no pilar da ponte. Através de seus estudos, os seus dados experimentais foram relatados pelo *National Cooperative Highway Research Program*. Finalmente, eles propuseram várias diretrizes para avaliar a profundidade local na presença de detritos de vários tamanhos e caracterizações do escoamento.

Lagasse *et al.* (2010a) apresentaram uma equação para estimar uma largura de pilar equivalente recorrendo à equação de Richardson e Davis (2001) para estimar a profundidade de erosão junto de um pilar. Lagasse *et al.* (2010b e 2010c) realizaram ensaios bastante extensos para avaliar o impacto dos detritos nas erosões que se desenvolvem junto aos pilares de pontes. Nos testes realizados, os autores utilizaram diferentes detritos com formas cônicas, quadradas, retangulares e triangulares. Os estudos laboratoriais indicaram que a rugosidade e a porosidade dos detritos não têm um efeito significativo no padrão do processo erosivo.

Pagliara e Carnacina (2010a) realizaram trabalho experimental para estudar os efeitos da rugosidade e da porosidade dos detritos no processo erosivo em torno dos pilares de pontes. Neste estudo, os autores verificaram que os grandes detritos de madeira transportados pelas cheias afetaram a morfologia das cavidades de erosão que se desenvolveu junto de pilares de pontes, potenciando a probabilidade de rutura das estruturas. A interação entre o escoamento e a rugosidade dos detritos aumentou as tensões de arrastamento e a turbulência, afetando, conseqüentemente, a evolução temporal da profundidade das cavidades de erosão. A partir da investigação realizada, identificaram que a principal variável que afetou essa evolução foi a intensidade do escoamento e a taxa de obstrução.

Pagliara e Carnacina (2011a) estudaram também o efeito dos detritos de madeira de grandes dimensões acumulados frontalmente ao pilar da ponte. O objetivo deste estudo foi estimar os efeitos da acumulação de detritos na erosão do pilar da ponte. Os ensaios laboratoriais foram conduzidos de diferentes formas, nomeadamente ensaios de erosão com pilares isolados e pilares sacrificados com e sem detritos acumulados. Os resultados obtidos foram comparados para estimar os efeitos da acumulação de detritos no pilar da ponte.

Pagliara e Carnacina (2011b) realizaram estudos experimentais para entender a influência da acumulação de detritos de madeira nas erosões localizadas em redor dos pilares da ponte. Os trabalhos laboratoriais foram conduzidas com diferentes condições de escoamento e três formas de detritos de madeira: retangular, triangular e cilíndrica. Os autores propuseram uma equação simples para avaliar a profundidade de erosão na presença dos detritos, tendo demonstrado principalmente a dependência da profundidade de erosão com a contração do escoamento devido à acumulação de detritos. Pagliara e Carnacina (2010a) investigaram experimentalmente os efeitos de grandes detritos lenhosos nos fenómenos erosivos em torno dos pilares. Na realização de testes laboratoriais foram utilizados diversas dimensões de pilares, sedimentos e larguras de canais. Eles compararam os resultados experimentais com os resultados de pesquisas anteriores e apresentaram uma nova equação que foi proposta para avaliar a profundidade máxima, os efeitos da acumulação de detritos no pilar da ponte relativamente ao máximo de erosão e à evolução temporal da profundidade de erosão no pilar.

Franzetti *et al.* (2011) projetou uma estrutura de proteção ao processo erosivo devido há acumulação de detritos no rio Pó, na Itália. Eles aplicaram experimentalmente uma placa para reduzir a profundidade da erosão com algumas amostras de detritos. Verificaram que o desempenho do procedimento laboratorial não pode ser considerado como uma abordagem prática no estudo no rio Pó, devido à presença de várias limitações.

Sok *et al.* (2013) realizaram um extenso estudo laboratorial para avaliar o efeito de detritos acumulados em pilares sacrificados na erosão do pilar da ponte. Os testes foram conduzidos em amplas faixas de profundidades e velocidades de escoamento, com pilares sacrificados, detritos acumulados num pilar único e detritos acumulados junto de pilares sacrificados com diferentes geometrias em termos de diâmetros e espessuras. A partir dos seus estudos, verificaram que quanto maior o diâmetro e a espessura dos detritos acumulados, mais profunda é a profundidade da cavidade de erosão. Na condição de um pilar isolado com detritos concluíram que a profundidade de erosão aumentou de 10% para 60% em comparação com um pilar isolado sem detritos. Além disso, nos pilares de sacrificados com detritos, os dados observados mostraram que a profundidade de erosão aumentou de 10% para 50% em comparação com os pilares sacrificados sem detritos.

A acumulação de detritos de madeira junto às pontes exerce forças adicionais na sua estrutura e agrava as erosões localizadas que se desenvolvem junto aos pilares, o que pode levar ao seu colapso. Além disso, pode reduzir consideravelmente a capacidade de vazão levando a níveis de escoamento mais elevados e a inundações das áreas mais próximas (Cicco, 2017).

A acumulação de detritos de madeira em pontes foi identificada como uma das causas mais frequentes da rotura de pontes nos Estados Unidos (Diehl, 1997) e muitos danos nas infraestruturas foram observados durante vários eventos de cheias recentes ocorridos na

Europa, por exemplo, na bacia do rio Magra no Norte - Oeste da Itália (Comiti *et al.*, 2016) e na bacia hidrográfica de Emme na Suíça (Cicco, 2017).

Face ao exposto, a presente dissertação foca-se na avaliação do impacto resultante da acumulação de detritos junto de pilares padrão, no que diz respeito, à profundidade máxima, extensão e forma em planta das cavidades de erosão e avaliar a evolução temporal das cavidades de erosão desenvolvidas junto de pilares, na ausência de transporte sólido generalizado.

1.2 Estrutura e organização da dissertação

A estrutura da dissertação reflete o procedimento utilizado para atingir os objetivos do trabalho. Sendo assim, este está estruturado em 5 capítulos e 2 anexos. No presente capítulo, apresenta-se o enquadramento teórico, os objetivos e a estrutura de desenvolvimento do estudo.

O Capítulo 2 refere-se à revisão bibliográfica onde se apresenta o tema enquadrado no contexto atual. Este capítulo está dividido em sete subcapítulos, o primeiro apresenta uma síntese do trabalho que irá ser desenvolvido nos restantes subcapítulos, o segundo centra-se nas erosões localizadas junto de pilares de pontes com e sem detritos de madeira. O terceiro subcapítulo aborda a estrutura do escoamento e o mecanismo de formação de cavidades de erosão e o quarto apresenta as variáveis e parâmetros envolvidos no processo erosivo. No quinto e sexto subcapítulo abordam-se métodos de previsão da profundidade máxima da cavidade de erosão com e sem detritos acumulados. No final, aborda-se a largura superficial das cavidades de erosão.

O Capítulo 3 divide-se em quatro subcapítulos. O primeiro subcapítulo apresenta uma descrição da organização do capítulo. No segundo subcapítulo apresenta uma descrição do canal utilizado na realização dos ensaios e que se encontra no laboratório de Hidráulica Fluvial e das Estruturas da UBI. Como consequência do subcapítulo anterior, procede-se à descrição dos equipamentos de medição utilizados no procedimento experimental efetuado, no subcapítulo três. Desenvolvidos estes subcapítulos apresenta-se no subcapítulo quatro a descrição e as características dos ensaios laboratoriais e o efeito dos parâmetros específicos na profundidade de erosão localizada em pilares individuais.

No Capítulo 4 temos sete subcapítulos, no primeiro apresenta-se uma breve introdução, o segundo analisa as variáveis e parâmetros característicos dos ensaios realizados e dos dados selecionados na literatura, o terceiro apresenta a evolução temporal da profundidade máxima das cavidades de erosão e no quarto subcapítulo apresenta a influência do volume efetivo dos detritos na profundidade máxima das cavidades de erosão. O quinto subcapítulo são apresentadas as medições das larguras superiores das cavidades de erosão. No subcapítulo sexto

e sétimo, apresenta-se a análise e discussão dos resultados tendo por base os métodos de Melville e Dongol (1992), Lagasse *et al.* (2010a) e de Rhaimi *et al.* (2017), respetivamente.

Por último, no Capítulo 5, são apresentadas as principais conclusões e propostas de trabalhos futuros tendo em vista a continuação da investigação na presente dissertação.

A dissertação inclui dois anexos. O Anexo I correspondente à série de fichas de ensaios. A ficha utilizada é constituída pelas variáveis características do escoamento e do material de fundo, a evolução temporal da profundidade máxima da cavidade de erosão com o respetivo gráfico e fotografia da cavidade de erosão final. O Anexo II apresenta o artigo científico aprovado para publicação decorrente do *World Multidisciplinary Civil Engineering-Architecture-Urban Planning Symposium - WMCAUS 2018*, intitulado “*Effect of Debris on the Local Scour at Bridge Piers*”.

2. Revisão bibliográfica

2.1 Introdução

Neste capítulo apresenta-se uma síntese de conhecimentos sobre os efeitos dos detritos de madeira nas cavidades de erosão que se desenvolvem junto de pilares de pontes. Para um melhor entendimento desses efeitos também serão analisadas as erosões localizadas junto a pilares na ausência de detritos, assim, pode proceder-se a uma melhor compreensão destes.

Esta síntese de conhecimentos está organizada em sete subcapítulos, sendo este o subcapítulo introdutório. O segundo está direcionado para a forma e posicionamento dos detritos junto de pilares de pontes, devido à acumulação de detritos de madeira e o terceiro descreve a estrutura do escoamento e os mecanismos de formação das cavidades de erosão. No quarto subcapítulo identificam-se as variáveis e parâmetros envolvidos no processo erosivo. No quinto e sexto subcapítulo encontram-se os métodos de previsão da profundidade máxima de cavidade de erosão sem e com presença de detritos, respetivamente. No último subcapítulo apresentam-se as larguras superiores das cavidades de erosão.

2.2 Forma e posição dos detritos junto de pilares de pontes

As características dos pilares de uma ponte podem influenciar significativamente a acumulação de detritos. De acordo com Lagasse *et al.* (2010a), os detritos arrastados pelo escoamento, compostos principalmente por troncos e ramos lenhosos, acumulam-se frequentemente junto às pontes durante a ocorrência de cheias. A acumulação de detritos pode obstruir, restringir ou redirecionar o escoamento através dos vãos das pontes, originando inundações, cargas prejudiciais ou erosões localizadas excessivas junto às suas fundações. A dimensão e a forma dos detritos acumulados são amplamente variáveis, desde um pequeno conjunto de detritos junto a um pilar de ponte até a uma obstrução quase completa do seu vão. A geometria dos detritos acumulados junto às pontes depende das condições de escoamento, da geometria do canal e da ponte, da forma dos pilares e das características dos detritos transportados no escoamento, Melville e Coleman (2000).

Segundo Lagasse *et al.* (2010a) os detritos que se acumulam junto aos pilares de pontes verificam as seguintes formas: um único tronco, múltiplos troncos e acumulação de uma massa de troncos. De forma sucinta, a acumulação de um único tronco é composta por um ou dois troncos que teriam ficado retidos num pilar ou entre vãos; a acumulação de múltiplos troncos é constituída por vários troncos que estavam emaranhados de forma solta e no enchimento dos interstícios por sedimentos mais finos; a massa de troncos, é composta de uma aglomeração de troncos e de outros detritos fortemente unidos com quase todas as suas aberturas intersticiais preenchidas por pequenos detritos, compostos deteriorados e sedimentos. Ao contrário da

acumulação de troncos, em quase todos os casos o único tronco e múltiplo tronco não se estende pelo escoamento numa distância significativa. Na Figura, 2.1 a), b) e c) apresenta-se os esquemas dos três tipos de acumulações de detritos descritos por Lagasse *et al.* (2010a).

A acumulação de detritos pode apresentar forma triangular ou retangular. A acumulação de detritos triangular tende a ter uma forma cônica de perfil, enquanto as acumulações retangulares tendem a ter um perfil retangular. A Figura 2.2 apresentam o plano de visão esquemático das formas triangulares e retangulares. As Figuras 2.3 a) e b) ilustram o perfil cônico e o perfil retangular geométrico, respetivamente.

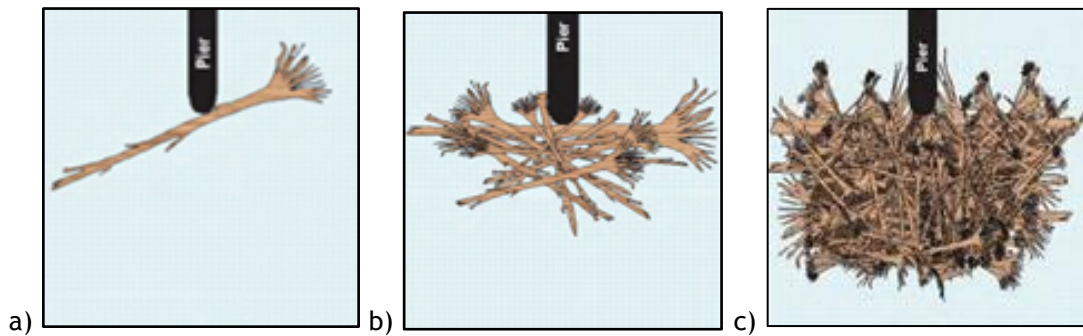


Figura 2.1 - Tipos de acumulação de detritos: a) tronco isolado; b) múltiplos troncos; c) acumulação de troncos (Lagasse *et al.*, 2010a).

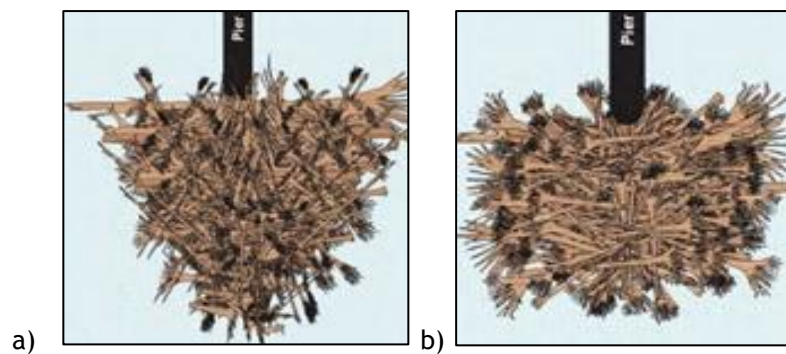


Figura 2.2 - Forma de detritos: a) triangular; b) retangular (Lagasse *et al.*, 2010a).

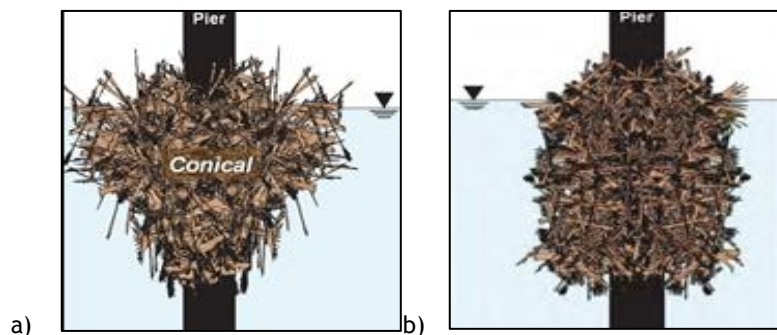


Figura 2.3 - Perfil geométrico de forma: a) cônico; b) retangular (Lagasse *et al.*, 2010a).

As figuras 2.4 a) e b) mostram o esquema de várias possibilidades de submersão. Um terceiro tipo de perfil geométrico é o de cone invertido (Figura 2.5), que geralmente tem superfície plana triangular. Este tipo de acumulação é muito comum e usual e ocorre seguido de uma ou mais cheias, quando a acumulação com geometria cônica triangular assenta no leito do curso de água. A parte inferior da acumulação fica assente no leito. Quando ocorre uma nova cheia, haverá mais detritos acumulados podendo desenvolver-se uma geometria retangular.

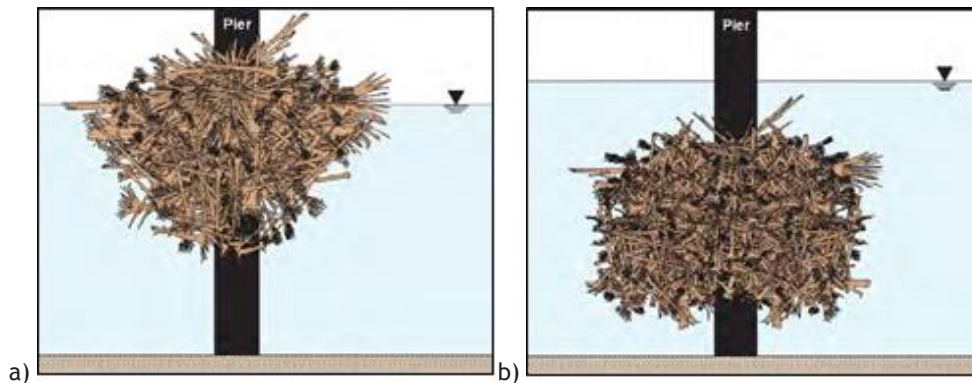


Figura 2.4 - Acumulação de detritos: a) parcialmente submergidos; b) totalmente submergidos (Lagasse *et al.*, 2010a).

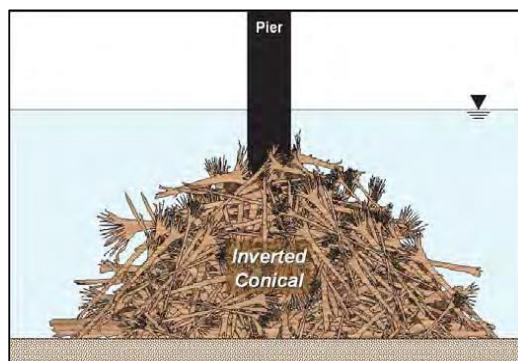


Figura 2.5 - Perfil geométrico de forma canônica invertida (Lagasse *et al.*, 2010a).

2.3 Estrutura do escoamento e o mecanismo de formação de cavidades de erosão

A estrutura do escoamento e os mecanismos de erosão em torno de pilares são muito complexos e foram descritos por muitos investigadores, tais como, Chabert e Engeldinger (1956), Hjorth (1975), Melville (1975).

A presença de um pilar no seio de um escoamento completamente desenvolvido tende a provocar modificações dos perfis de velocidade média, de intensidade da turbulência e de tensões de Reynolds do escoamento na sua proximidade (Fael, 2007).

À medida que o escoamento se aproxima do pilar a velocidade decresce até ser anulada na sua face de montante (efeito de estagnação). Este facto, traduz-se num incremento do termo de pressão de aproximadamente $\approx \rho[u(y)]^2 / 2$, em que ρ é a massa volúmica da água e $u(y)$ é a velocidade média do escoamento à distância y do fundo. Como no escoamento de aproximação a velocidade diminui para y decrescente, o incremento da pressão também diminui em profundidade (Figura 2.6). Como consequência desta alteração do campo de pressões pode observar-se (Figura 2.7): i) o aumento do nível da superfície livre a montante do pilar e a formação de uma superfície de enrolamento ou rolo e de um escoamento descendente em forma de jato vertical, no sentido das maiores para as menores pressões, que ao incidir no leito, é parcialmente deflectido para montante ii) a separação do escoamento junto ao fundo, ligeiramente a montante do obstáculo, e na superfície lateral do pilar.

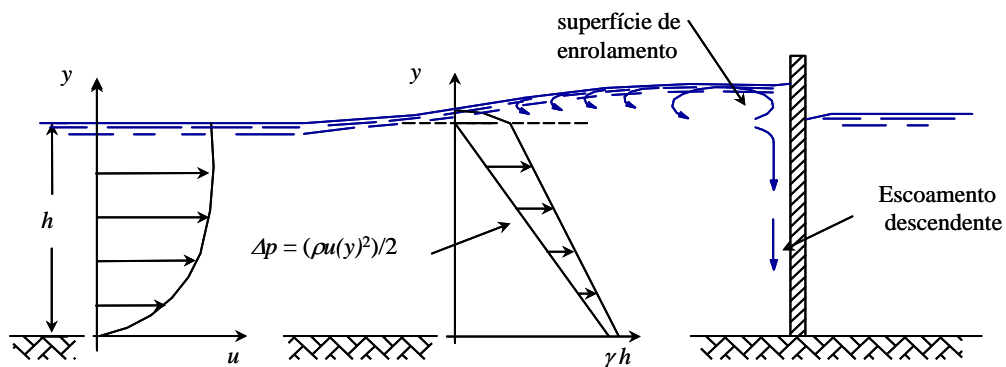


Figura 2.6 - Alteração do campo de pressões a montante de obstáculos (Fael, 2007).

A ação conjunta do escoamento descendente defletido e do escoamento separado junto ao fundo dá origem ao vórtice em ferradura. Este vórtice dissipa-se a jusante do pilar, contribuindo para a turbulência ambiente, desempenhando um papel ativo na escavação do fundo e provocando o arrastamento do material do fundo.

O fenómeno de separação não ocorre somente junto ao fundo, mas também na superfície lateral do pilar, originando vórtices de esteira desprendidos periodicamente. Estes vórtices desenvolvem-se para jusante do escoamento e apresentam sentidos de rotação alternadamente opostos ao longo do percurso, atuando no processo de erosão através de um efeito de sucção, quase vertical das partículas do fundo. Assim, enquanto o vórtice em ferradura provoca o arrastamento do material do fundo, os vórtices de esteira desprendem esse material através do efeito de sucção e transportam-no em suspensão para jusante (Fael, 2007).

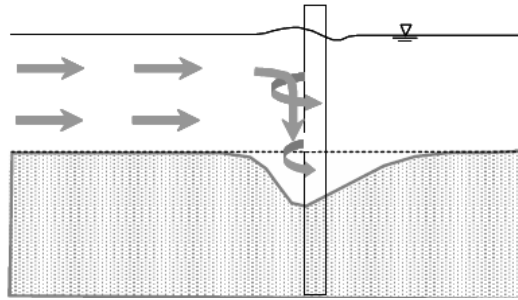


Figura 2.7 - Estrutura do escoamento junto de pilares (Lagasse *et al.*, 2010a).

Na presença dos detritos, a estrutura do escoamento junto ao pilar é influenciada pela forma desses mesmos detritos. No caso de detritos de forma retangular, o escoamento é significativamente obstruído e obrigado a mergulhar sob a sua face de montante, como se ilustra na Figura 2.8 a). Devido à obstrução provocada pelos detritos, parte do escoamento é também forçado a se deslocar em torno dos seus lados. Quando o escoamento abaixo dos detritos se aproxima do pilar, observa-se o escoamento descendente e os vórtices em ferradura. Dependendo do grau de obstrução em relação à secção transversal do canal, as forças relativas do escoamento descendente e dos vórtices em ferradura podem aumentar ou diminuir (Lagasse *et al.*, 2010a).

Na Figura 2.8 b) está representada a estrutura do escoamento junto ao pilar devido à acumulação de detritos com forma triangular. Na Figura é possível visualizar o escoamento que mergulha na parte inferior dos detritos triangular o qual se apresenta afunilado em direção à face do pilar, criando uma erosão adicional no pilar em comparação com a condição de base, assim como a ocorrência dos vórtices. Tal como acontece com os detritos retangulares, a extensão lateral da cavidade de erosão originada pela acumulação de detritos de forma triangular está diretamente relacionada com a largura dos detritos, apresentando-se de **menor** dimensão quando comparado com a dimensão da cavidade provada pela presença dos detritos de forma retangular.

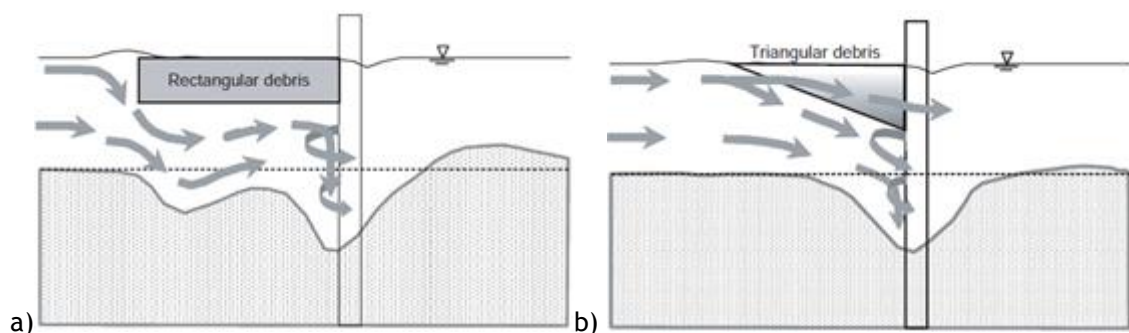


Figura 2.8 - Estrutura do escoamento junto ao pilar devido à acumulação de detrito: a) retangulares; b) triangulares (Lagasse *et al.*, 2010a).

2.4 Variáveis e parâmetros envolvidos no processo erosivo

O processo erosivo que se desenvolve junto de pilares de pontes depende de um elevado número de variáveis independentes. De acordo com Fael (2007), um possível conjunto dessas variáveis é o seguinte:

- *Variáveis referentes ao escoamento de aproximação*: altura, h ; perda de carga unitária, J ; aceleração da gravidade, g ;
- *Variáveis características do fluido*: massa volúmica, ρ ; viscosidade cinemática, ν ;
- *Variáveis relativas ao material de fundo*: diâmetro mediano, D_{50} ; coeficiente de graduação da curva granulométrica, σ_D ; massa volúmica, ρ_s ;
- *Variáveis descritivas do pilar*: diâmetro, D_p ; fator do ângulo de enviesamento do escoamento em relação ao alinhamento do pilar, K_θ ; fator de forma, K_f ;
- *Variáveis referentes à geometria do canal*: largura da secção transversal, B ; declive do fundo, i ; coeficiente de forma da secção transversal, K_g ;
- *Tempo*, t .

A expressão genérica que permite caracterizar a profundidade de uma cavidade de erosão num dado instante, h_s , pode ser expressa pela equação:

$$h_s = \varphi(h, J, g, \rho, \nu, D_{50}, \sigma_D, \rho_s, D_p, K_\theta, K_f, B, i, K_g, t) \quad (2.1)$$

em que φ representa uma função genérica e $\sigma_D = 0,5(D_{84,1}/D_{50} + D_{50}/D_{15,9})$ em que D_x é o diâmetro pelo qual $x\%$ em peso de uma mistura de sedimentos é menor que uma determinada malha da peneiração mecânica.

No caso de escoamentos uniformes, tem-se $J = i$. Desta forma, a velocidade de atrito junto ao fundo, u_* , é dada por $u_* = \sqrt{gR_h J} = \sqrt{gR_h i}$, em que $R_h = \varphi(B, h, K_g)$ é o raio hidráulico da secção transversal do escoamento. Nestas condições, tendo presente que a densidade do material do fundo Δ (subtraída do efeito da impulsão) é dada por:

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \quad (2.2)$$

a equação (2.3) apresenta-se para escoamentos uniformes:

$$h_s = \varphi(h, u_*, g, \rho, \nu, D_{50}, \sigma_D, \Delta, D_p, K_\theta, K_f, B, K_g, t) \quad (2.3)$$

Uma vez que existe um elevado número de variáveis, justifica-se o agrupamento em parâmetros adimensionais resultante da aplicação do Teorema de Vaschy Buckingham. Escolhendo u_* , ρ e D_p para variáveis básicas, a equação anterior pode escrever-se:

$$\frac{h_s}{D_p} = \varphi\left(\frac{h}{D_p}; \frac{u_*^2}{gD_p}; \frac{u_*D_p}{\nu}; \frac{D_p}{D_{50}}; \sigma_D; \Delta; K_\theta; K_f; \frac{B}{D_p}; K_g; \frac{u_*t}{D_p}\right) \quad (2.4)$$

Desde que as variáveis sejam independentes entre si, os parâmetros da equação podem ser substituídos por outros parâmetros, podendo obter-se:

$$\frac{h_s}{D_p} = \varphi\left(\frac{h}{D_p}; \frac{u_*^2}{\Delta g D_{50}}; \frac{u_*D_{50}}{\nu}; \frac{D_p}{D_{50}}; \sigma_D; \Delta; K_\theta; K_f; \frac{B}{D_p}; K_g; \frac{u_*t}{D_p}\right) \quad (2.5)$$

ou

$$\frac{h_s}{D_p} = \varphi\left(\frac{h}{D_p}; \frac{\tau_0}{\Delta \gamma D_{50}}; \frac{u_*D_{50}}{\nu}; \frac{D_p}{D_{50}}; \sigma_D; \Delta; K_\theta; K_f; \frac{B}{D_p}; K_g; \frac{u_*t}{D_p}\right) \quad (2.6)$$

ou então

$$\frac{h_s}{D_p} = \varphi\left(\frac{h}{D_p}; \frac{\tau_0}{\tau_c} \frac{\tau_c}{\Delta \gamma D_{50}}; \frac{u_*D_{50}}{\nu}; \frac{D_p}{D_{50}}; \sigma_D; \Delta; K_\theta; K_f; \frac{B}{D_p}; K_g; \frac{u_*t}{D_p}\right) \quad (2.7)$$

em que a tensão média de arrastamento no fundo é dada por $\tau_0 = \rho u_*^2$, τ_c é a tensão média de arrastamento crítica ou de início do movimento e $\gamma = \rho g$ é o peso volúmico da água.

Recordando a curva de *Shields* relativa ao início do movimento do material do fundo, obtém-se:

$$\frac{\tau_c}{\Delta \gamma D_{50}} = \varphi\left(\frac{u_*D_{50}}{\nu}\right) \quad (2.8)$$

a equação (2.7) pode tomar a forma:

$$\frac{h_s}{D_p} = \varphi\left(\frac{h}{D_p}; \frac{\tau_0}{\tau_c} \varphi\left(\frac{u_*D_{50}}{\nu}\right); \frac{u_*D_{50}}{\nu}; \frac{D_p}{D_{50}}; \sigma_D; \Delta; K_\theta; K_f; \frac{B}{D_p}; K_g; \frac{u_*t}{D_p}\right) \quad (2.9)$$

Consequentemente, a equação (2.7) pode também escrever-se:

$$\frac{h_s}{D_p} = \phi \left(\frac{h}{D_p}; \frac{\tau_0}{\tau_c}; \frac{u_* D_{50}}{\nu}; \frac{D_p}{D_{50}}; \sigma_D; \Delta; K_\theta; K_f; \frac{B}{D_p}; K_g; \frac{u_* t}{D_p} \right) \quad (2.10)$$

Por outro lado, sabe-se que:

$$\frac{\tau_0}{\tau_c} = \frac{\rho u_*^2}{\rho u_{*c}^2} \quad (2.11)$$

em que u_{*c} é o valor crítico da velocidade de atrito junto ao fundo. Então a equação (2.10) pode apresentar-se da seguinte forma:

$$\frac{h_s}{D_p} = \phi \left(\frac{h}{D_p}; \frac{u_*}{u_{*c}}; \frac{u_* D_{50}}{\nu}; \frac{D_p}{D_{50}}; \sigma_D; \Delta; K_\theta; K_f; \frac{B}{D_p}; K_g; \frac{u_* t}{D_p} \right) \quad (2.12)$$

ou

$$\frac{h_s}{D_p} = \phi \left(\frac{h}{D_p}; \frac{u_*}{u_{*c}}; \frac{u_* D_p}{\nu}; \frac{D_p}{D_{50}}; \sigma_D; \Delta; K_\theta; K_f; \frac{B}{D_p}; K_g; \frac{u_* t}{D_p} \right) \quad (2.13)$$

O parâmetro adimensional u_*/u_{*c} é frequentemente substituído pelo parâmetro U/U_c . Neste caso, U é a velocidade média do escoamento de aproximação e U_c é a velocidade média crítica ou de início do movimento do material do fundo. Em casos de escoamentos desenvolvidos sobre fundos rugosos, com ou sem transporte sólido, esta substituição é praticamente exata, podendo considerar-se válida a seguinte equação:

$$\frac{U}{u_*} = 5,75 \log \left(\frac{R_h}{k_s} \right) + B' \quad (2.14)$$

Na equação (2.14), k_s é a rugosidade do material do fundo e B' é uma constante de integração da lei logarítmica de velocidades. Na situação de início de movimento de sedimentos, $U \approx U_c$ e a equação (2.14) continua a ser válida e toma a forma de:

$$\frac{U_c}{u_{*c}} = 5,75 \log \left(\frac{R_h}{k_s} \right) + B' \quad (2.15)$$

Conclui-se que, para fundos aluvionares sem configurações de fundo, é válida a igualdade $u_*/u_{*c} = U/U_c$. A equação (2.12) torna-se:

$$\frac{h_s}{D_p} = \phi \left(\frac{h}{D_p}; \frac{U}{U_c}; \frac{u_* D_{50}}{\nu}; \frac{D_p}{D_{50}}; \sigma_D; \Delta; K_\theta; K_f; \frac{B}{D_p}; K_g; \frac{u_* t}{D_p} \right) \quad (2.16)$$

e a equação (2.13) corresponde:

$$\frac{h_s}{D_p} = \phi \left(\frac{h}{D_p}; \frac{U}{U_c}; \frac{u_* D_p}{\nu}; \frac{D_p}{D_{50}}; \sigma_D; \Delta; K_\theta; K_f; \frac{B}{D_p}; K_g; \frac{u_* t}{D_p} \right) \quad (2.17)$$

Nas equações (2.16) e (2.17), h/D_p traduz o efeito do diâmetro do pilar; U/U_c é a intensidade do escoamento que traduz o efeito da velocidade do escoamento de aproximação; $(u_* D_p)/\nu$ é o número de Reynolds das partículas definido com a velocidade de atrito junto ao fundo que traduz o efeito da viscosidade.

Em canais retangulares largos, K_g e B/D_p não influenciam a erosão. Como tal, os canais largos são aqueles em que o efeito da contração do escoamento devido à presença do pilar, bem como da proximidade das paredes laterais, é insignificante. Se o material do leito for composto de areia, $\rho_s \approx 2650 \text{ kgm}^{-3}$, algumas variáveis podem ser eliminadas devido ao assumido na equação (2.16) e (2.17). Assim, estas equações tomam a seguinte forma:

$$\frac{h_s}{D_p} = \phi \left(\frac{h}{D_p}; \frac{U}{U_c}; \frac{u_* D_{50}}{\nu}; \frac{D_p}{D_{50}}; \frac{u_* t}{D_p} \right) \quad \text{ou} \quad \frac{h_s}{D_p} = \phi \left(\frac{h}{D_p}; \frac{U}{U_c}; \frac{u_* D_p}{\nu}; \frac{D_p}{D_{50}}; \frac{u_* t}{D_p} \right) \quad (2.18)$$

No parâmetro que traduz o efeito do tempo, a velocidade de atrito junto ao fundo, u_* , pode ser substituída pelo U que é velocidade média do escoamento de aproximação (Eq. 2.14). A substituição de U e u_* relacionam-se pela lei de resistência ao escoamento, assim, as equações (2.7) apresentam-se como:

$$\frac{h_s}{D_p} = \phi \left(\frac{h}{D_p}; \frac{U}{U_c}; \frac{D_p}{D_{50}}; \frac{Ut}{D_p} \right) \quad \text{ou} \quad \frac{h_s}{D_p} = \phi \left(\frac{h}{D_o}; \frac{U}{U_c}; \frac{D_p}{D_{50}}; \frac{u_* t}{D_p} \right) \quad (2.19)$$

Para os casos em que o escoamento de aproximação não é turbulento rugoso, as Equações (2.18) resultam:

$$\frac{h_s}{D_p} = \phi \left(\frac{h}{D_p}; \frac{U}{U_c}; \frac{u_* D_p}{\nu} \right) \quad \text{ou} \quad \frac{h_s}{D_p} = \phi \left(\frac{h}{D_p}; \frac{U}{U_c}; \frac{UD_p}{\nu} \right) \quad (2.20)$$

se o efeito da viscosidade prevalecer mesmo junto ao encontro.

Considerando a acumulação de detritos em pilares de pontes, as Equações (2.19) podem incluir novos parâmetros relacionados com os detritos:

$$\frac{h_s}{D_p} = \phi \left(\frac{h}{D_p}; \frac{U}{U_c}; \frac{D_p}{D_{50}}; \frac{Ut}{D_p}; \frac{H}{D_p}; \frac{W}{D_p}; \frac{L}{D_p}; \frac{h_d}{D_p} \right) \quad (2.21)$$

em que, H é a altura da caixa de detritos, W é a largura da caixa de detritos, L é o comprimento da caixa de detritos e h_d é a distância desde a superfície da água até ao centro da caixa de detritos.

Para situações de equilíbrio, em que h_s não depende do tempo, considera-se o valor máximo da profundidade de erosão h_{sm} , a razão U/U_c constante e pilares cilíndricos (com D_p/D_{50} e h/D_p constantes). Assim, a equação (2.21) pode ser simplificada da seguinte forma:

$$\frac{h_{sm}}{D_p} = \phi \left(\frac{T}{D_p}; \frac{W}{D_p}; \frac{L}{D_p}; \frac{h_d}{D_p} \right) \quad (2.22)$$

A conexão para os detritos K_{db} ou a_d^* será relacionado as condições descritas no laboratório. O relacionamento funcional é dado por:

$$K_{db} \text{ ou } \frac{a_d^*}{D_p} = fn \left(forma; \frac{L}{D_p}; \frac{W}{D_p}; \frac{H}{h}; \frac{h_d}{h} \right) \quad (2.23)$$

As dimensões D_p , L , W , H , h_d e h são apresentadas para as várias formas de detritos. Se algumas das variáveis ou agrupamentos de variáveis se revelarem insignificantes em comparação com outras, as mesmas poderiam ser eliminadas das considerações (Lagasse *et al.* 2010c).

2.5 Métodos de previsão da profundidade máxima da cavidade de erosão

As erosões localizadas que se desenvolvem em torno dos pilares de pontes inseridos em leitos aluvionares são uma das causas de vulnerabilidade de tais infraestruturas, podendo levar à respetiva rutura parcial ou ao seu colapso. Portanto, a previsão das cavidades de erosão tem um papel importante no dimensionamento das fundações. Visto que, uma estimativa por defeito da profundidade máxima da cavidade de erosão resulta numa possível exposição das fundações ao escoamento, colocando em risco a segurança da ponte. Uma estimativa por excesso da profundidade máxima da cavidade de erosão resulta numa construção demasiadamente profunda nas fundações, o que torna o seu custo elevado. A ocorrência de cavidades de erosão excessivas pode progressivamente destruir a fundação da estrutura. Então, geralmente é prevista a erosão máxima para minimizar o risco de falha, uma vez que as medidas de proteção são muito dispendiosas.

O modelo de previsão da profundidade máxima da cavidade de erosão, da *Federal Highway Administration* (FHWA), do HEC-18 dos Estados Unidos da América, tem sido considerado nos últimos anos um dos modelos de previsão de referência (Moreno *et al.*, 2014). A equação do

HEC-18, baseada na equação do *Colorado State University* (CSU) é recomendada para situações com ou sem transporte sólido generalizado (Richardson e Davis, 2001), sendo dada pela seguinte expressão:

$$h_s = 2D_p K_f K_\theta K_3 K_4 \left(\frac{h}{D_p} \right)^{0,35} Fr^{0,43} \quad (2.24)$$

em que, K_f é o fator de forma do pilar, K_θ é o fator do ângulo de enviesamento do escoamento em relação ao alinhamento do pilar, K_3 é o fator de configuração do fundo e K_4 é o fator da camada de proteção e Fr é o número de *Froude* do escoamento não perturbado a montante do pilar, sendo dado por $Fr = U / (gh)^{0,5}$.

Parâmetro relativo à forma do pilar, K_f

A Figura 2.9 apresenta diferentes formas geométricas a adotar em pilares. Para pilares uniformes os valores a adotar para K_f são apresentados na Tabela 2.1. Os valores indicados devem ser adotados quando o escoamento faz um ângulo inferior a 5° com o eixo do pilar (Richardson e Davis, 2001). Estes valores são iguais aos valores propostos por Melville e Coleman (2000).

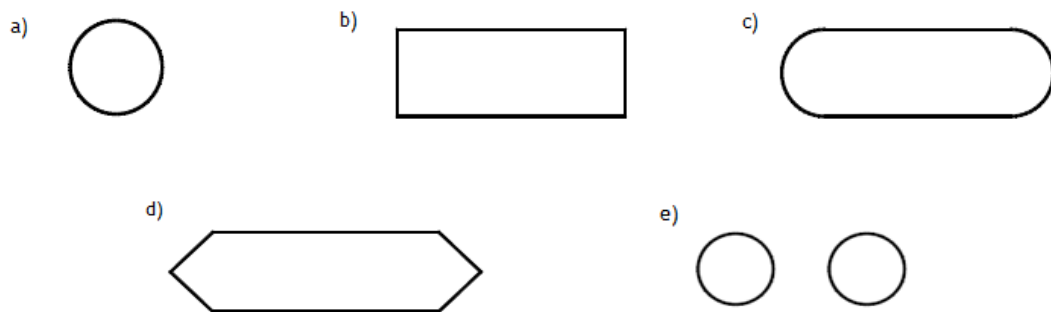


Figura 2.9 - Formas comuns de pilares de pontes: a) circular; b) extremidade quadrada; c) extremidade redonda; d) extremidade angulosa; e) grupo de pilares (Richardson e Davis, 2001).

Tabela 2.1 - Valores de K_f consoante a forma dos pilares (Richardson e Davis, 2001).

Forma do pilar	Valor de K_f
Circular	1,00
Extremidade quadrada	1,10
Extremidade redonda	1,00
Extremidade angulosa	0,90
Grupo de pilares circulares	1,00

Fator do ângulo de enviesamento do escoamento em relação ao alinhamento do pilar, K_θ
 O ângulo de enviesamento do escoamento em relação aos pilares é um fator bastante importante na formação da cavidade de erosão, devido às alterações hidrodinâmicas que daí

resultam. O fator relativo ao alinhamento do pilar com o escoamento, K_θ , é calculado com base na equação (2.25) ou através da Tabela 2.2. Segundo Melville e Colman (2000) o alinhamento perfeito é dado por $\theta = 0^\circ$. Para valores de L/D_p maiores que 12 é recomendado a utilização dos valores máximos, para os diversos ângulos (Richardson e Davis, 2001).

$$K_\theta = \left(\cos \theta + \frac{L}{D_p} \sin \theta \right)^{0,65} \quad (2.25)$$

Tabela 2.2 - Valores de K_θ consoante os ângulos de enviesamento do escoamento (Richardson e Davis, 2001).

Ângulo do escoamento (θ)	$L/D_p = 4$	$L/D_p = 8$	$L/D_p = 12$
0°	1,00	1,00	1,00
15°	1,50	2,00	2,50
30°	2,00	2,75	3,50
45°	2,30	3,30	4,30
90°	2,50	3,90	5,00

Parâmetro da configuração do fundo, K_3

O coeficiente K_3 traduz a correção da configuração da forma do fundo do leito do rio durante um evento de cheia que influencia a profundidade de erosão num pilar. Em geral, 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 %. Na Tabela 2.3, são apresentados os valores mais adequados para o parâmetro K_3 (Pinheiro, 2010).

Tabela 2.3 - Valores de K_3 consoante as configurações do fundo (Richardson e Davis, 2001).

Configuração do fundo	Altura das dunas (Δ)	K_3
Erosões sem transporte sólido generalizado	-	1,10
Fundo plano e antidunas	-	1,10
Dunas pequenas	$0,60 \leq \Delta < 3,00$	1,10
Dunas médias	$3,00 \leq \Delta < 9,00$	1,10-1,20
Dunas grandes	$\Delta \geq 9,00$	1,30

Parâmetro da camada de proteção, K_4

Este fator de correção 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. Richardson e Davis (2001), recomendaram um valor mínimo de K_4 de 0,4. As equações (2.26) e (2.27) apresentam os valores adotados para K_4 , desenvolvidos por Mueller (1996).

$$K_4 = 1,00 \quad D_{50} < 2 \text{ mm e } D_{95} < 20 \text{ mm} \quad (2.26)$$

Mueller (1996) propôs a modificação deste fator de correção pela equação HEC-18:

$$K_4 = 0,4(U_R)^{0,15} \quad D_{50} \geq 2 \text{ mm e } D_{95} \geq 20 \text{ mm} \quad (2.27)$$

O valor de U_R representa uma velocidade relativa e é calculado com base na equação (2.27) e (2.28):

$$U_R = \frac{U - U_{iD50}}{U_{cD50} - U_{iD95}} \quad (2.28)$$

Em que, U_{iD50} e U_{iD95} é a velocidade de aproximação, na secção a montante do pilar necessária para iniciar o processo de erosão junto ao pilar para dimensões de partícula D_{50} e D_{95} . U_{iD50} é calculado pela equação (2.29) pela seguinte forma:

$$U_{iDx} = 0,645 \left(\frac{D_x}{D_p} \right)^{0,053} U_{cDx} \quad (2.29)$$

Em que, D_x é o tamanho de partícula para o qual $x\%$ do material de fundo é mais fino e U_{cDx} é a velocidade crítica para o início do movimento de partículas com tamanho D_x , dada pela equação (2.30):

$$U_{cDx} = 12,21h^{1/6}D_x^{1/3} \quad (2.30)$$

O D_{95} deve ser calculado pela equação 2.31:

$$D_{95} = D_{50} \left(\frac{D_{84}}{D_{50}} \right)^{1,645} \quad (2.31)$$

Onde a razão $\frac{D_{84}}{D_{50}}$ está referida como o coeficiente de graduação dado pelo Mueller (1996).

2.6 Métodos de previsão da profundidade máxima das cavidades de erosão na presença de detritos

Uma vez que a acumulação de detritos junto dos pilares afeta fortemente o processo erosivo, devem ser adicionados parâmetros que caracterizam os detritos, traduzido pela seguinte equação (Pagliara e Carnacina, 2010a):

$$b_e = \frac{[0,52HW + (h - 0,5H)D_P]}{h} \quad (2.32)$$

em que, b_e é o diâmetro equivalente do pilar devido à acumulação dos detritos na ponte, H é a espessura dos detritos, W é a largura dos detritos e D_p é o diâmetro do pilar (Pagliara e Carnacina, 2010a).

Todas as equações de previsão da profundidade máxima da erosão desenvolvida no leito junto a pilares utilizam na sua avaliação a largura do pilar. Para a situação em que ocorre acumulação de detritos junto ao pilar, parece intuitivo, que o pilar pareça maior no campo de escoamento, aumentando assim a área total bloqueada por obstrução. O HEC-18 (Richardson e Davis, 2001) usa a largura, W , dos detritos perpendiculares à direção do escoamento para estimar a obstrução adicional (Lagasse *et al.* 2010a).

Dongol (1989) e Melville e Dongol (1992), baseado num número limitado de ensaios laboratoriais, sugerem uma equação para o cálculo da largura equivalente, b_e , para pilares de pontes devido a acumulação de detritos, traduzida da seguinte forma:

$$b_e = \frac{K_{d1}(HW) + (h - K_{d1}H)D_p}{h} \quad (2.33)$$

em que, K_{d1} é um coeficiente adimensional e é igual a 0,52, obtido experimentalmente por Dongol (1989).

A equação da largura efetiva é comparada com os resultados obtidos em laboratório através da equação CSU. A largura efetiva observada, denominada por a_d^* , foi determinada apenas para a condição dos detritos localizados à superfície da água, utilizando a profundidade do escoamento, h , obtida em cada ensaio. Posteriormente, foi proposta uma modificação a essa equação, apresentada na equação (2.34), sendo designada por a_d^* (Melville e Dongol, 1992),

$$a_d^* = \frac{K_{d1}(HW)(L/h)^{K_{d2}} + (h - K_{d1}H)D_p}{h} \quad (2.34)$$

em que K_{d1} e K_{d2} são coeficientes adimensionais otimizados obtidos experimentalmente e L é o comprimento dos detritos a montante do pilar. O coeficiente K_{d1} é um fator de forma, enquanto que o expoente K_{d2} é um fator que descreve a intensidade do escoamento descendente originado pelo bloqueio provocado pelos detritos. Segundo Lagasse *et al.* (2010a), para os detritos retangulares foram encontrados valores de K_{d1} e K_{d2} de 0,39 e -0,79, respetivamente, enquanto que para detritos de forma triangular foram 0,14 e -0,17, respetivamente.

No entanto, recomenda-se a utilização das equações (2.35) e (2.36) para estimar uma largura efetiva de pilar equivalente:

$$a_d^* = \frac{K_{d1}(HW)(L/h)^{K_{d2}} + (h - K_{d1}H)D_p}{h} \quad \text{para } L/h > 1 \quad (2.35)$$

e

$$a_d^* = \frac{K_{d1}(HW) + (h - K_{d1}H)D_p}{h} \quad \text{para } L/h \leq 1 \quad (2.36)$$

onde K_{d1} é igual a 0,79 para detritos retangulares e 0,21 para detritos triangulares, e K_{d2} para valores de -0,79 para detritos retangulares e -0,17 para detritos triangulares.

Outra abordagem realizada passa por adicionar outro fator de correção (K_{db}) à equação local de escoamento HEC-18. A abordagem do fator de correção pode ser mais facilmente aplicada, mas pode não ser aplicável à condição de detritos no diâmetro efetivo. Isso ocorre porque, para algumas condições de detritos, os detritos podem influenciar totalmente a erosão e o diâmetro do pilar original pode ter pouca ou nenhuma contribuição (Lagasse *et al.*, 2010).

2.7 Largura superior da cavidade de erosão

A largura superior da cavidade de erosão em material de leito sem coesão (ver Figura 2.10) para um lado de um pilar cravado no fundo, pode ser estimada a partir da seguinte equação proposta por Richardson e Abed (1993):

$$LS = h_s(K + \cot \theta) \quad (2.37)$$

Onde: LS é a largura superior da cavidade de erosão para cada lado do pilar; h_s é a profundidade da cavidade de erosão; K é a largura do fundo da cavidade de erosão relacionado com a profundidade de erosão; θ é o ângulo de repouso do material no leito variando entre cerca de 30° a 44°.

A Figura 2.10 apresenta esquematicamente a largura superior da cavidade de erosão (LS) e a profundidade da cavidade de erosão (h_s). Quando a largura inferior da cavidade de erosão for igual à profundidade de erosão, significa que $K = 1$ e a largura superior em areia sem coesão pode variar de 2,07 a 2,80 h_s . Quando $K = 0$ a largura superior varia de 1,07 a 1,8 h_s . Desta forma, a largura do topo pode variar de 1,07 a 2,8 h_s e depende da largura inferior da cavidade de erosão e da composição do material existente no leito. Quanto mais profundo for a cavidade de erosão menor é a largura do fundo. Arneson *et al.* (2012) indicam uma largura superior a 2,0 h_s , sugerida através de aplicações práticas.

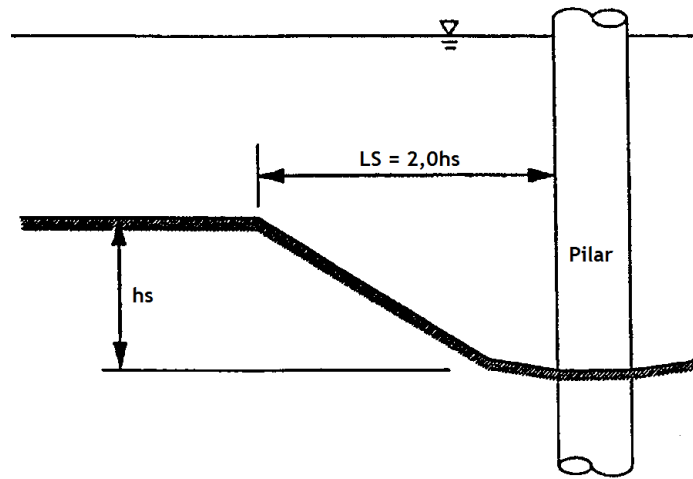


Figura 2.10 - Largura superior da cavidade de erosão, adaptado Arneson *et al.* (2012).

3. Instalação experimental, equipamentos de medição e caracterização dos ensaios

3.1 Introdução

O trabalho experimental foi realizado no canal de Estruturas Hidráulicas, do Laboratório de Hidráulica Fluvial e das Estruturas (LHFE), do Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura (DECA), da Universidade da Beira Interior (UBI).

Neste capítulo, procede-se à descrição da instalação experimental, do equipamento de medição bem como os procedimentos experimentais utilizados na realização da componente experimental da dissertação. No segundo subcapítulo procede-se à descrição do canal e dos elementos principais que constituem a instalação. Sendo estes, o reservatório de abastecimento, o canal, o circuito hidráulico de alimentação, o grupo eletrobomba e a comporta pendular. O terceiro subcapítulo apresenta o equipamento de medição utilizado no presente trabalho, sendo estes o medidor de caudal e o medidor do nível da superfície livre do escoamento e da profundidade das cavidades de erosão. O quarto subcapítulo apresenta a descrição e as características dos ensaios laboratoriais, nomeadamente, o material granular do fundo, a velocidade crítica de início do movimento, os detritos e o procedimento experimental adotados de modo a atingir os objetivos propostos no primeiro capítulo. Tendo em conta o efeito dos parâmetros específicos na profundidade de erosão localizada em pilares individuais.

3.2 Descrição do canal

Os ensaios foram realizados num canal com 12,0 m de comprimento, 0,83 m de largura e 1,0 m de altura, construído essencialmente em betão. A exceção é a parede lateral direita, onde existem 8 painéis de vidro que permitem a visualização do escoamento ao longo do canal, a partir do exterior. A laje de fundo do canal é interrompida na zona central (a partir de cerca de 4,6 m da entrada), a toda a largura, por uma caixa paralelepípedica com 3,75 m de comprimento e 0,3 m de profundidade. É nesta caixa que são colocados os pilares com os detritos, permitindo o desenvolvimento de cavidades de erosão sem interferência do fundo fixo. Na Figura 3.1 apresenta-se uma vista geral do canal. Na Figura 3.2 representa-se a planta do canal hidráulico, com os elementos que constituem a instalação, o reservatório de abastecimento, o canal, o circuito hidráulico de alimentação [3], o grupo eletrobomba e a comporta pendular.



Figura 3.1 - Vista geral do canal.

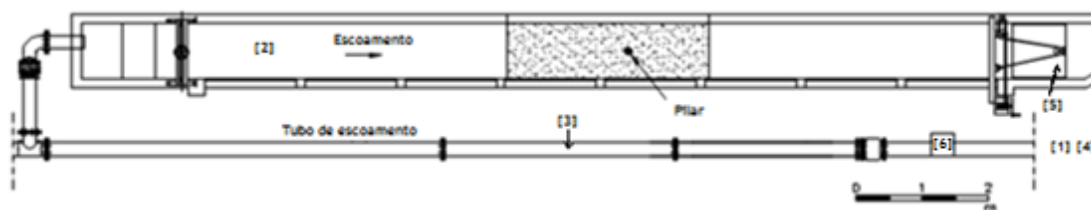


Figura 3.2 - Desenho esquemático do canal hidráulico.

A alimentação do canal é realizada a partir do reservatório de abastecimento enterrado. Este é paralelepípedo, tem 4,5 m de largura, 10,0 m de comprimento, 2,4 m de altura e uma capacidade de 100 m³. O circuito hidráulico de alimentação foi dimensionado para um caudal máximo de 90 l/s. Este inclui, para além dos órgãos hidromecânicos, uma conduta de ferro fundido dúctil com diâmetro de 200 mm de diâmetro e um grupo eletrobomba de velocidade variável, com potência do motor de 8,44 kW a 1450 r.p.m.

Imediatamente a jusante desta secção, foi colocado um dispositivo de tranquilização do escoamento, constituído por um conjunto de tubos cilíndricos com diâmetro de 2,5 cm, que são designados por difusores, numa configuração em favo, com o objetivo de complementar a função da rampa ascendente e contribuir para o alinhamento e a estabilização do escoamento [7] (Figura 3.3).

Na secção final do canal, existe uma comporta pendular [5], que possibilita a regulação dos níveis de água no canal, acionada manualmente por meio de um guincho com cabo e roldana, ver Figura 3.4.

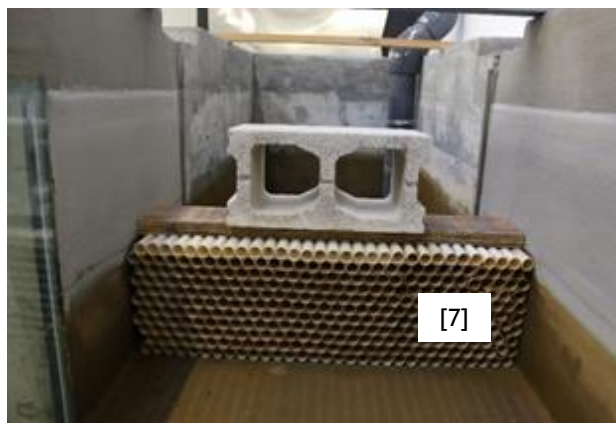


Figura 3.3 - Início do canal com tubos de estabilização do escoamento entrada do canal.

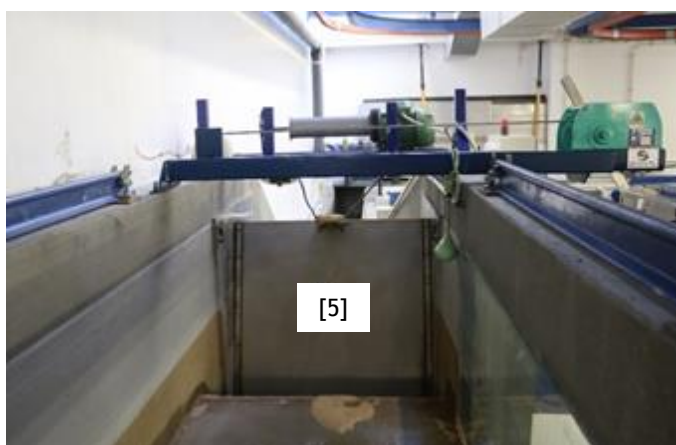


Figura 3.4 - Comporta.

O canal encontra-se equipado com um carro móvel que se desloca ao longo do comprimento do canal, apoiando-se em dois carris nivelados existentes no topo das paredes laterais do canal e também serve de suporte ao equipamento de medição.

O reservatório alimenta o canal por intermédio de um grupo eletrobomba. Na cota -3, temos o compartimento de bombagem onde estão instalados, Figura 3.5. Para o grupo eletrobomba é possível adequar a velocidade de rotação de cada motor elétrico ao caudal pretendido. Sendo constituído por bomba centrífuga do tipo monocelular, de eixo horizontal, própria para água potável, com empanque convencional e por motor elétrico trifásico de rotor em curto-circuito.



Figura 3.5 - Grupo eletrobomba.

3.3 Equipamentos de medição

3.3.1 Medição de caudal

No trabalho experimental procedeu-se à medição do caudal, do nível da superfície livre do escoamento, do nível do fundo do canal e da profundidade das cavidades de erosão. Descrevem-se os equipamentos de medição utilizados no estudo prático.

A medição do caudal foi realizada por intermédio do debitómetro eletromagnético (Figura 3.6), instalado na conduta do circuito de alimentação. Estes são constituídos por dois elementos, um primário e outro secundário. O debitómetro secundário desempenha a função de gerador e de conversor, produzindo assim uma corrente alternada quando aplicada as bobinas do elemento primário, criando assim um campo magnético alternado. O medidor tem um indicador instantâneo de caudal graduado em l/s e um totalizador graduado em m^3 .

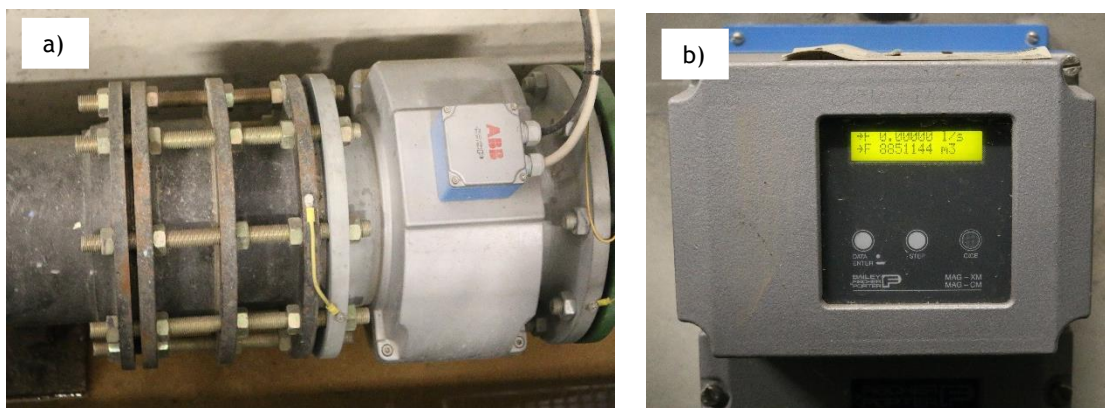


Figura 3.6 - Medidores de caudal eletromagnético a) primário e b) secundário.

3.3.2 Medição do nível da superfície livre do escoamento e da profundidade das cavidades de erosão

As medições dos níveis da superfície livre do escoamento, do nível do fundo do canal e da profundidade das cavidades de erosão foram realizadas com o auxílio de um hidrómetro de ponta direita (Figura 3.7) instalado num suporte assente no carro móvel. Os valores das alturas de escoamento resultam por diferença das medições nos níveis da superfície livre do escoamento e do fundo do canal, assim como, a profundidade da cavidade de erosão, através da diferença das medições nos níveis do fundo do canal e da profundidade da cavidade de erosão junto ao pilar. Os hidrómetros estão dotados um nómio que permite realizar leituras com erros de medição da ordem de $\pm 0,1$ mm. Embora, devido aos níveis oscilantes da superfície livre do escoamento, considera-se que se mediram alturas de escoamento com erros inferiores a 1,0 mm (Fael, 2007).



Figura 3.7 - hidrómetro instalado no carro de medição.

3.4 Caracterização dos ensaios

3.4.1 Material granular do fundo

O material de fundo utilizado para a realização dos ensaios laboratoriais foi areia. A Figura 3.8 representa a curva granulométrica obtida pelo procedimento descrito na Especificação E245 (1971) do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). A areia apresenta o valor característico de $D_{50} = 0,86$ mm; $D_{84,1} = 1,15$ mm; $D_{15,9} = 0,62$ mm e valor do coeficiente de graduação, $\sigma_D = 1,36$. A massa volúmica da areia é de $\rho_s = 2660$ kgm⁻³ (Lança, 2013).

Esta areia foi considerada de granulometria uniforme, uma vez que $\sigma_D < 1,5$. Os resultados obtidos permitem ainda concluir que a areia não ocasiona a ocorrência de rugas no fundo do canal dado que se verifica a condição $D_{50} > 0,6$ mm (Chiew, 1984).

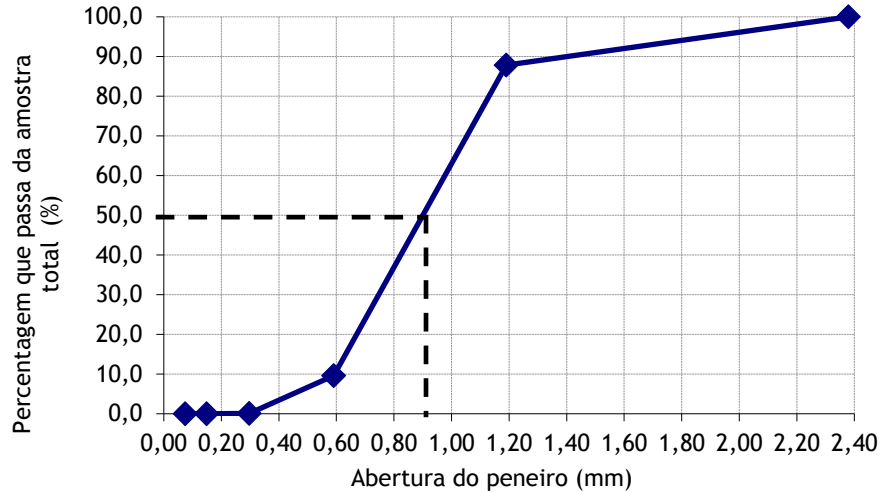


Figura 3.8 - Curva granulométrica da areia (Lança, 2013).

3.4.2 Velocidade crítica de início do movimento

Antes da realização dos ensaios, avaliou-se a condição de início de transporte sólido através da caracterização da velocidade crítica de início do movimento, U_c , do material de fundo utilizado. A avaliação do U_c é de grande importância uma vez que a profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão é função da intensidade do escoamento de aproximação, U/U_c (Fael, 2007). A abordagem de cálculo difere consoante os sedimentos sejam uniformes ou tenham uma distribuição granulométrica extensa (Melville e Coleman, 2000). O valor de U_c foi avaliado através da fórmula de Neil (1967), que é expressa por:

$$\frac{U_c^2}{\Delta g D_{50}} = 2,5 \left(\frac{h}{D_{50}} \right)^{0,2} \quad (4.1)$$

em que, Δ é a densidade aparente submersa do material do fundo, dada por $\Delta = (\rho_s - \rho) / \rho$.

Para os ensaios foi utilizada uma altura de água do escoamento de $h = 15$ cm, levando a uma velocidade média crítica de início do movimento do material do fundo de $U_c = 0,31$ m/s.

Para velocidades do escoamento de aproximação aproximadamente igual à velocidade média crítica de início do movimento do material do fundo, $U/U_c \approx 0,96$, a que corresponde $U = 0,30$ m/s e caudal de $Q \approx 37,5$ l/s. Os valores apresentados são utilizados para a realização de todos os ensaios laboratoriais.

3.4.3 Caracterização dos detritos

A caracterização da forma dos detritos está relacionada com o tipo de acumulação de material lenhoso junto aos pilares, tal como evidenciado na parte descritiva (2.2). Na revisão bibliográfica apresentaram-se os casos mais evidentes da forma como os detritos se acumulam em pilares. A identificação das formas de detritos era uma necessidade preliminar para o

desenvolvimento dos testes laboratoriais. Tendo como objetivo de desenvolver um número adequado de formas de detritos que iriam representem o máximo de configurações. Era necessário que as formas fossem simplificadas para poderem ser construídas e replicadas consoante um alcance razoável de variáveis geométricas. A acumulação de detritos foi determinada consoante a forma e geometria específica, para providenciar estimativas do comprimento da acumulação de detritos no escoamento e pela largura da acumulação de detritos relativa a largura do pilar.

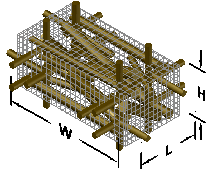
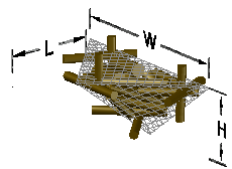
Nos ensaios laboratoriais, as características de detritos incluem uma única caixa para um pilar. O pilar foi simulado por um tubo de PVC de 5 cm de diâmetro e os detritos foram simulados por pedaços de ramos de madeira recolhidos numa linha de água, com dimensão de 2,5 cm; 5 cm; 7,5 cm e 10 cm e diâmetros aleatórios entre 0,6 a 1,2 cm, inseridos em caixas de malha de arame quadrangular de 6,0 x 6,0 mm². A Tabela 3.1 apresenta a caracterização das caixas de madeira o número de detritos colocados no seu interior, volume efetivo da caixa e porosidade.

Tabela 3.1 - Caracterização dos detritos de madeira colocados no interior e do interior para as caixas de detritos.

Forma dos detritos	Dimensões			Nº de detritos no interior				Nº de detritos do interior para o exterior			Volume efetivo (cm ³)	Porosidade
	W (cm)	L(cm)	H(cm)	2,5 cm	5 cm	7,5 cm	10 cm	Frente/Trás	Laterais	Topo/Fundo		
RT	10	5	5	-	10	-	8	4	2	4	88,08	65
RT	10	5	10	-	15	-	11	6	3	3	130,14	74
RT	12,5	6,25	5	-	8	-	9	6	2	4	140,74	64
RT	12,5	6,25	10	-	13	-	11	8	4	6	246,87	68
TR	10	5	5	7	5	-	-	-	3	3	17,51	59
TR	10	5	10	10	10	-	-	-	3	3	28,52	66
TR	12,5	6,25	5	8	8	-	-	-	3	3	33,87	48
TR	12,5	6,25	10	7	8	-	-	-	3	3	48,39	63

Para as caixas de arame foram utilizadas duas formas, retangulares (RT) e triangulares (TR), cada uma com quatro dimensões diferentes, perfazendo um total de 8 caixas, como pode ser observado na Figura 3.9 a) e b). A Tabela 3.2 sintetiza as dimensões consideradas para as caixas de detritos utilizadas para os ensaios experimentais:

Tabela 3.2 - Dimensões das caixas de detritos.

Forma dos detritos	Dimensões $W(\text{cm}) \times L(\text{cm}) \times H(\text{cm})$
Retangular (RT)	
	$10 \times 5 \times 5$ $10 \times 5 \times 10$ $12,5 \times 6,25 \times 5$ $12,5 \times 6,25 \times 10$
Triangular (TR)	
	$10 \times 5 \times 5$ $10 \times 5 \times 10$ $12,5 \times 6,25 \times 5$ $12,5 \times 6,25 \times 10$

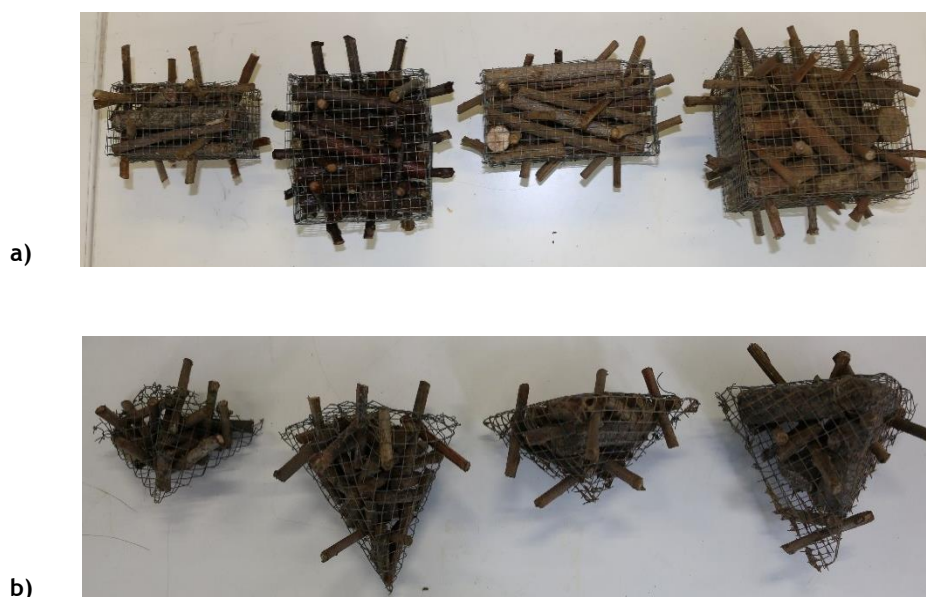
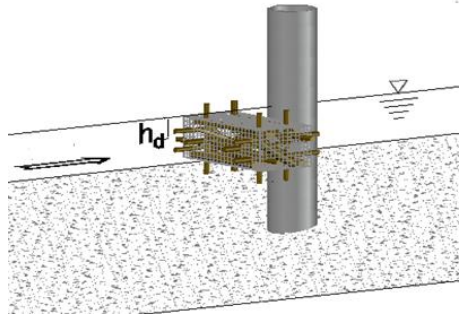
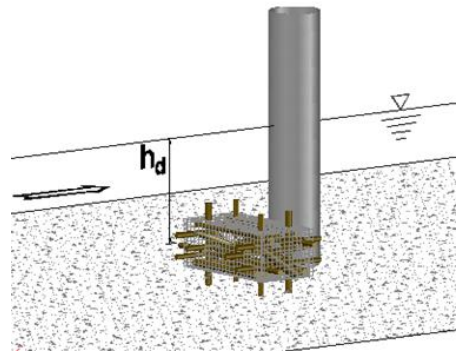


Figura 3.9 - Caixas de arame realizadas em laboratório de forma: a) retangulares e b) triangulares.

As caixas inseridas a montante do pilar foram colocadas em duas posições, à superfície da água, flutuante (F), a uma distância, h_d medido entre o centro de detritos e a superfície de escoamento, ou no fundo da areia. A Tabela 3.3 representa esquematicamente a forma da caixa de detritos, assim como as variáveis consideradas para a sua definição. Quando as caixas triangulares são colocadas no fundo, estas colocam-se de forma cônica invertida.

Tabela 3.3 - Posição das caixas de detritos.

Posição dos detritos	Profundidade h_d (cm)
	2,5
	5,0
	10,0
	12,5

3.4.4 Procedimento experimental

Antes de iniciar o ensaio procede-se à colocação do pilar na zona central da caixa paralelepipedica de areia, a cerca de 4,57 m da entrada do canal, localizado no quinto painel vidro.

Posteriormente, adotou-se o seguinte procedimento:

- i) Preenchimento da caixa paralelepipedica com a areia.
- ii) Nivelamento da areia com a ajuda de uma régua de alumínio, deslocando a régua ao longo de toda a extensão da caixa; a areia estava húmida para ser facilmente alisada.
- iii) Concluída a tarefa anterior, protege-se a zona envolvente do pilar com 2 chapas metálicas com 0,5 mm de espessura (Figura 3.10); se o ensaio for sem detritos, passa-se para o ponto v).
- iv) Colocação da caixa preenchida de detritos a montante do pilar.
- v) Liga-se o quadro elétrico que aciona o grupo eletrobombas de abastecimento do canal e impõe-se o caudal de 37,5 l/s.
- vi) Dá-se assim, o início do enchimento do canal de forma lenta e sem ocorrência de erosão no início do ensaio;
- vii) Regularização do nível da água através da comporta pendular existente a jusante do canal, até atingir uma altura de escoamento de 0,15 m.

- viii) Por fim, são retiradas as chapas metálicas de proteção junto ao pilar, descritas em iii) e dá-se início ao ensaio.



Figura 3.10 - Proteção do Pilar com as 2 chapas metálicas.

No que diz respeito ao decorrer dos ensaios procedia-se à medição da profundidade da cavidade de erosão através do hidrómetro de ponta direita, tal como referido no ponto 3.3.2. No primeiro dia foram efetuadas medições espaçadas de 5 em 5 minutos, depois de 10 em 10 minutos, de 15 em 15 minutos, de 30 em 30 e por fim foi efetuada uma medição de hora em hora, completando o dia com 8h de leitura. Nos dias seguintes são efetuadas 3 medições por dia. Quando se completa o sétimo dia, o ensaio era interrompido, tal como sugerido por Simarro *et al.* (2011).

O ensaio terminou à mesma hora que começou, ao final de 168h, completando assim os 7 dias. No fim do ensaio esvazia-se o canal, mede-se a profundidade, tiram-se fotografias e mede-se a profundidade máxima da cavidade de erosão e as dimensões laterais e frontais do pilar. Realiza-se a análise dos resultados obtidos experimentalmente. No Anexo I apresentam-se as fichas individuais dos ensaios. Estas incluem os dados da evolução temporal da profundidade máxima das cavidades de erosão bem como as variáveis mais relevantes de caracterização dos ensaios.

3.4.5 Efeito dos parâmetros específicos na profundidade de erosão localizada em pilares individuais

Os parâmetros condicionantes dos ensaios que influenciam a profundidade de erosão que se desenvolve junto de pilares individuais são: a intensidade do escoamento, o tempo de equilíbrio, o escoamento relativo e as paredes laterais do canal. Estes efeitos são abordados de forma mais pormenorizada nos seguintes pontos.

3.4.5.1 Intensidade do escoamento

A avaliação do desenvolvimento da cavidade de erosão em pilares é importante, pois esta pode ocorrer em condições com ou sem transporte sólido generalizado. O efeito do tempo no processo erosivo está associado ao efeito da velocidade média do escoamento de aproximação. Para valores muito baixos da velocidade de escoamento não se observam erosões localizadas

junto aos pilares e o escoamento comporta-se da mesma forma como quando está na presença de fundo fixo. Quando a velocidade ultrapassa localmente a velocidade crítica de início do movimento do material do fundo, inicia-se o processo erosivo. A dependência da profundidade da cavidade de erosão em relação à intensidade do escoamento é complexa, especialmente se for considerada uma gama alargada de valores de U/U_c . Na Figura 3.11 é possível identificar claramente as fases com ou sem transporte sólido generalizado.

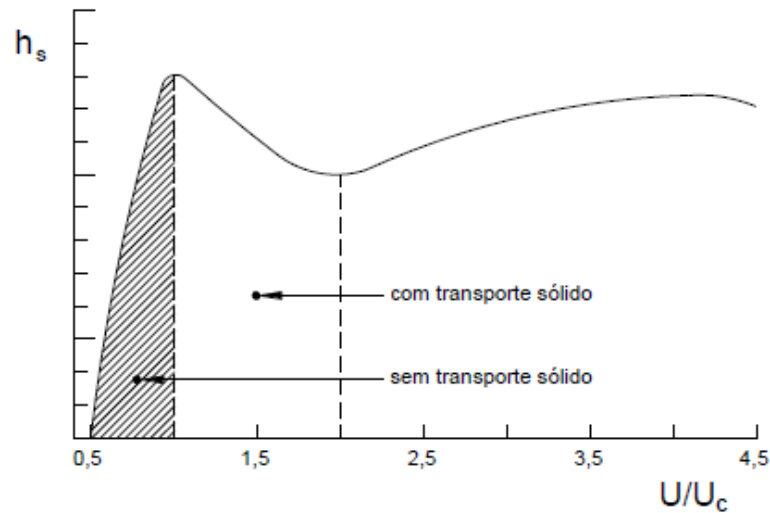


Figura 3.11 - Variação típica de h_s com U/U_c para sedimentos uniformes (Couto e Cardoso, 2001).

Chabert e Engeldinger (1956) propuseram que para o intervalo de $U/U_c < 0,5$, não ocorrem erosões localizadas junto de pilares cilíndricos. Para valores entre $0,5 \leq U/U_c \leq 1,0$, ocorrem erosões localizadas na presença de escoamento sem transporte sólido generalizado. A profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão vai aumentando praticamente de forma linear, até atingir o valor máximo de $U/U_c \approx 1,0$. Tal como referido anteriormente, o presente estudo está focado precisamente no escoamento sem transporte sólido generalizado com $U/U_c \approx 1$.

Apesar de não ser o foco do estudo, descreve-se de seguida, de forma sucinta, o processo erosivo para condições de escoamento com transporte sólido ($U/U_c > 1,0$). Nesta situação, o fundo passa a estar coberto por dunas e a sucessiva passagem destas faz afluir à cavidade de erosão de materiais sólidos. Os vórtices de ferradura e de esteira não conseguem remover os materiais antes da chegada de uma nova duna, ou seja, as dunas induzem a diminuição da profundidade de erosão com o aumento de U , ocorrendo um valor mínimo de h_s para $U/U_c \approx 2,0$. Para velocidades do escoamento entre o intervalo $U/U_c > 2,0$ e $U/U_c < 4,0$, à medida que a velocidade de escoamento aumenta, as dunas tendem a diminuir a sua altura e o comprimento de onda. Deste modo, o processo de erosão vai sendo afetado pela chegada de novas cristas com diferentes alturas e com menores volumes de materiais sólidos e, conseqüentemente, os vórtices de esteira e de ferradura têm mais tempo para remover o material sólido afluente

(Pinheiro, 2010). Desta forma, a profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão passa a aumentar gradualmente, em que para $U/U_c \approx 4,0$ atinge um novo máximo próximo do que ocorre quando $U/U_c \approx 1,0$. Para valores de $U/U_c > 4,0$ formam-se geralmente antidunas e a profundidade da cavidade de erosão tende a diminuir com o aumento de U .

3.4.5.2 Tempo de equilíbrio

Quando iniciado o processo erosivo, a profundidade da cavidade de erosão aumenta rapidamente. Nas zonas em que a inclinação do talude da cavidade em formação tende a ser superior ao ângulo de repouso do material submerso, ocorrem deslizamentos de quantidades consideráveis de partículas para o fundo da cavidade, que ficam livres para serem transportadas para jusante. Através do desenvolvimento do processo de deslizamento, os limites da cavidade de erosão vão-se alargando para as zonas laterais e para montante. A cavidade pode estender-se a zonas onde as tensões de arrastamento são inferiores à crítica. Durante o desenvolvimento da cavidade, os sedimentos são transportados por arrastamento ou em suspensão e são depositados na proximidade do bordo de jusante da cavidade. Este depósito de sedimentos vai sendo impulsionado para jusante durante a evolução da cavidade (Neves da Silva, 2008).

Este processo tende para uma fase de equilíbrio dependendo da existência ou não de transporte sólido generalizado no escoamento de aproximação. A Figura 3.11 representa a evolução temporal da profundidade da cavidade de erosão tendo em conta o tipo do escoamento de aproximação (com ou sem transporte sólido generalizado), de acordo com Chabert e Engeldinger (1956). Quando o escoamento ocorrer sem transporte sólido generalizado, isto é, quando $U/U_c \leq 1$, a progressão da cavidade de erosão em profundidade provoca uma diminuição das velocidades e das tensões tangenciais, fazendo com que as quantidades de material arrastado sejam cada vez menores para o escoamento a jusante, o que ocorre ao fim de um intervalo de tempo considerável. À medida que a cavidade de erosão se desenvolve, o ritmo de escavação reduz gradualmente e a profundidade da cavidade atinge o valor de equilíbrio, designado por equilíbrio estático (Couto e Cardoso, 2001). De notar que o presente estudo se realiza para o caso de escoamento de aproximação sem transporte sólido generalizado.

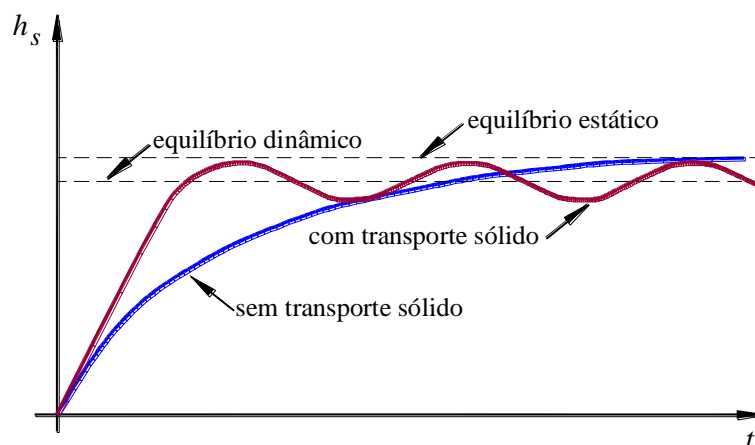


Figura 3.12 - Evolução temporal da profundidade da cavidade de erosão com e sem transporte sólido generalizado (Couto e Cardoso, 2001a).

Quando existe escoamento com transporte sólido generalizado, ou seja, para $U/U_c > 1$, existe remoção de sedimentos do interior da cavidade, isto é, transportados de montante para o seu interior e sucessivamente para jusante. Inicialmente, a quantidade de material removido excede a quantidade de material que entra na cavidade de erosão, pelo que a profundidade da cavidade de erosão cresce devido às baixas velocidades. Ao fim de algum tempo, a quantidade de material que entra na cavidade é praticamente igual à que sai. O equilíbrio é atingido mais rapidamente que no caso do escoamento sem transporte sólido generalizado. O equilíbrio dinâmico na profundidade de erosão pode oscilar. Estas oscilações resultam da periodicidade com que o material sólido transportado de montante alimenta a cavidade de erosão e refletem a passagem das configurações de fundo (Fael, 2007).

Independentemente do tipo de processo erosivo, a curva da Figura 3.13 traduz a função $h(t)=\varphi(t)$. Esta pode ser subdividida em três trechos diferentes, correspondentes ao igual número de fases no processo erosivo. Na fase inicial, a profundidade máxima da cavidade de erosão aumenta de forma muito rápida. Na fase principal, em que a cavidade se acentua em profundidade e em extensão de forma sistemática a um ritmo progressivamente mais lento, que decorre entre poucas dezenas de minutos após o início do processo erosivo e o início da fase de equilíbrio. Na fase de equilíbrio, a cavidade de erosão deixa praticamente de evoluir. Estas fases são facilmente identificáveis com base nas mudanças de declive evidenciadas pela representação de h_s em função de $\log(t)$.

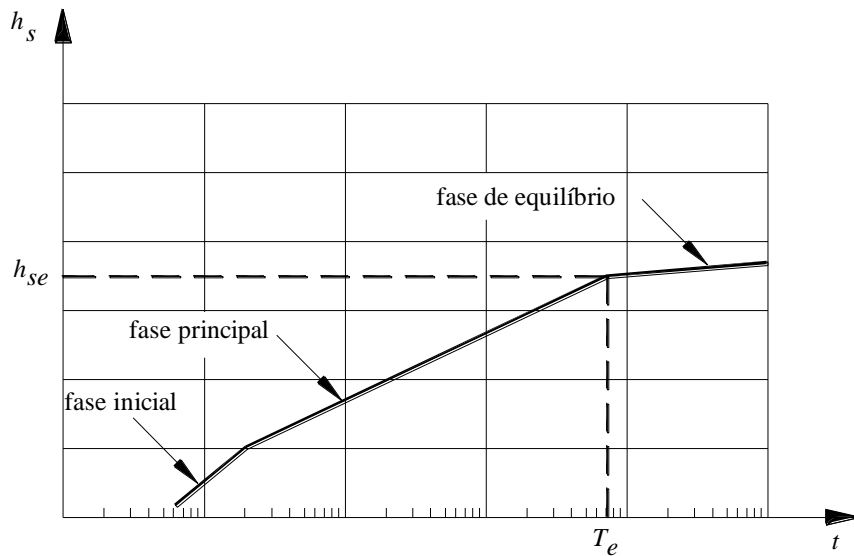


Figura 3.13 - Identificação das fases do processo erosivo (Fael, 2007).

3.4.5.3 Profundidade relativa do escoamento

A profundidade relativa do escoamento é dada por h/D_p . Este parâmetro controla o fenômeno erosivo, como apresentado nas equações 2.12 a 2.22, para pilares simples. Segundo Melville e Coleman (2000), os vórtices em ferradura interagem com os vórtices de enrolamento à superfície, comparativamente a um escoamento superficial. A Figura 3.14 mostra os dois vórtices quando exibem direções de rotação opostas.

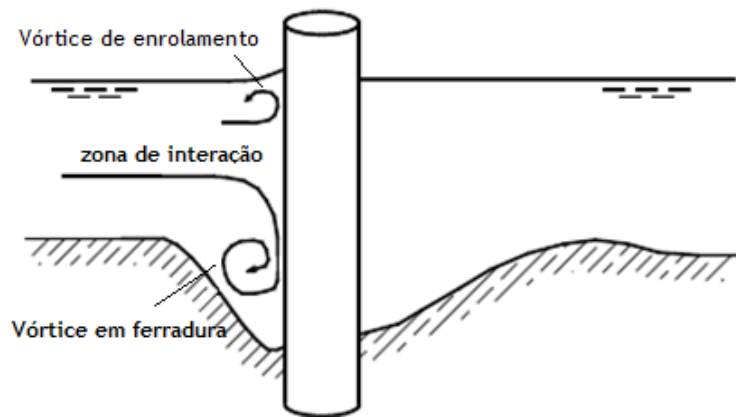


Figura 3.14 - Interação entre vórtices de direções opostas (adaptada de Lança, 2013).

A profundidade da erosão aumenta com a dimensão do pilar e é praticamente independente da profundidade de escoamento. Para valores pequenos de h/D_p , associados aos escoamentos superficiais ou a pilares largos, o enrolamento da superfície interfere com o vórtice de ferradura e a profundidade de erosão aumenta com a profundidade do escoamento. Para profundidades de escoamento relativas intermédias, a profundidade de erosão local é dependente tanto de h como de D_p . Nesse contexto, Breusers *et al.* (1977) sugeriram que a influência da profundidade

do escoamento de erosão local pode ser negligenciada quando $h/D_p > 3$. Posteriormente, Jones e Sheppard (2000) estudaram grandes pilares e concluíram que h/D_p deveria ser ≈ 2 , enquanto Melville e Coleman (2000) sugeriram que a profundidade máxima de equilíbrio (h_{se}) é independente quando $h/D_p > 10/7$. Esta condição foi adotada na realização dos ensaios experimentais, para que não exista influência do efeito do escoamento relativo.

3.4.5.4 Efeito de parede

A relação de B/h foi mantida igual a 5,5 e a relação entre a largura do canal e o diâmetro do pilar, B/D_p , manteve-se igual a 16,6. Estes valores indicam que o efeito de parede e o efeito de contração são desprezáveis, tal como sugerido por Breusers e Raudkivi (1991) e também por Ballio *et al.* (2009) para condições de $B/h > 5$ e $B/D_p > 5$. Assim, conclui-se que no presente estudo não existem efeitos de parede e de contração lateral, sendo por isso o campo de velocidade bidimensional na zona central do canal. Os parâmetros descritos neste subcapítulo permitem ter as condições necessárias para a realização dos ensaios experimentais.

4. Análise e discussão dos resultados

4.1 Introdução

Este capítulo contribui para a apresentação e discussão dos resultados obtidos no estudo experimental. Tendo em conta o conteúdo teórico descrito nos capítulos anteriores, este apresenta a análise das características das cavidades de erosão junto de pilares de pontes, no que diz respeito às variáveis e parâmetros característicos dos ensaios e da literatura, à evolução temporal dos ensaios, à influência do volume efetivo dos detritos na profundidade máxima das cavidades de erosão, assim como, à largura superficial das cavidades de erosão. Seguidamente, analisam-se os resultados obtidos experimentalmente comparativamente com os resultados obtidos por outros autores, nomeadamente pelo método de Dongol e Melville (1992), Lagasse *et al.* (2010a) e por Rahimi *et al.* (2017), no subcapítulo seis e sete.

4.2 Variáveis e parâmetros característicos dos ensaios realizados e dos dados selecionados na literatura

Os valores das variáveis características dos ensaios experimentais bem como os parâmetros adimensionais que caracterizam os ensaios estão resumidos nas Tabelas 4.1 e 4.2. De modo a melhor caracterizar os dados utilizados no estudo apresentam-se na Tabela 4.3 os resultados experimentais extraídos da literatura, nomeadamente, os correspondentes aos obtidos por Lagasse *et al.* (2010a).

Na tabela 4.1 não estão incluídos os valores do diâmetro do pilar, da profundidade do escoamento e da velocidade média do escoamento de aproximação dado que estes valores se mantêm constantes em todos os ensaios. O diâmetro do pilar toma o valor de 0,05 m e os valores considerados para a altura do escoamento de aproximação foram sempre garantidos ($h = 0,15$ m; $h/D_{50} = 174,42$). A intensidade média do escoamento, U/U_c , foi mantida constante e igual a 0,96, sendo o $U_c \approx 0,31$ m/s calculado por Neil (1967). O número de *Froude* é expresso por $Fr = U/(gh)^{0,5}$ e é cerca de $\approx 0,25$.

A análise da Tabela 4.1 permite constatar que os resultados obtidos na presença dos detritos apresentam acréscimos nos valores da profundidade de erosão de 2% para 56% em comparação com o pilar único sem detritos, no caso de detritos flutuantes. Conclusão semelhante à obtida por Park *et al.* (2016). Se eles estão perto do fundo, no caso de detritos triangulares, eles atuam como uma medida de proteção reduzindo até 26% a sua erosão, aspeto referido por Pagliara e Carnacina (2010a). No que diz respeito aos parâmetros adimensionais contidos na mesma tabela foram considerados fatores de correção para a largura efetiva, tal como definido por Lagasse *et al.* (2010a). Em seguida, os valores obtidos no trabalho experimental foram

considerados e comparados por meio de gráficos, tal como se apresenta nos subcapítulos seguintes. Dongol (1989) e Melville e Dongol (1992) fornecem uma equação para o cálculo da largura equivalente, equação (2.33), onde K_{d1} é um coeficiente adimensional igual a 0,52. A largura efetiva modificada, denominada por α_d^* na equação (2.34), considera os detritos retangulares K_{d1} e K_{d2} , com valores de 0,39 e -0,79, enquanto se forem considerados detritos triangulares os valores são de 0,14 e -0,17, respetivamente. Todos os parâmetros considerados foram devidamente calculados para o caso em estudo.

Tabela 4.1 - Parâmetros adimensionais dos ensaios experimentais.

Ensaio	Detritos		Dimensões			h_{sm} (cm)	$h_s / D_p (-)$	b_e (cm)	α_d^* (cm)	$\alpha_{d\ exp}^*$ (cm)	$\alpha_{d\ rec}^*$ (cm)
	Forma	Posição	W (cm)	L(cm)	H(cm)						
T1	-	-	-	-	-	9,23	1,85	---	---	---	---
T2	RT	F	10	5	5	12	2,4	5,87	5,65	9,2	6,3
T3	RT	F	10	5	10	13,2	2,64	6,73	6,3	10,7	7,6
T4	RT	F	12,5	6,25	5	13,2	2,63	6,3	5,98	10,7	7
T5	RT	F	12,5	6,25	10	14,4	2,88	7,6	6,95	12,2	9
T6	RT	B	10	5	5	10,2	2,04	5,87	5,65	7,2	6,3
T7	RT	B	10	5	10	12,6	2,52	6,73	6,3	9,9	7,6
T8	RT	B	12,5	6,25	5	8,09	1,62	6,3	5,98	5	7
T9	RT	B	12,5	6,25	10	14,2	2,84	7,6	6,95	12	9
T10	TR	F	10	5	5	9,43	1,89	5,87	5,35	6,3	5,4
T11	TR	F	10	5	10	9,95	1,99	6,73	5,7	7	5,7
T12	TR	F	12,5	6,25	5	9,58	1,92	6,3	5,53	6,5	5,5
T13	TR	F	12,5	6,25	10	10,2	2,04	7,6	6,05	7,2	6,1
T14	TR	B	10	5	5	7,59	1,52	5,87	5,35	4,6	5,4
T15	TR	B	10	5	10	9,5	1,9	6,73	5,7	6,4	5,7
T16	TR	B	12,5	6,25	5	6,83	1,37	6,3	5,53	3,9	5,5
T17	TR	B	12,5	6,25	10	9,76	1,95	7,6	6,05	6,8	6,1

RT - Detritos de forma retangular; TR - Detritos de forma triangular;
F - Flutuantes; B - Fundo de areia.

Na Tabela 4.2 estão apresentados os valores das novas variáveis adotadas de acordo com Rahimi *et al.* (2017). O parâmetro h_d denota a distância desde a superfície do escoamento até ao centro da caixa de detritos. Verifica-se que a profundidade máxima da erosão aumentou, ao mesmo tempo que h_d/h evolui, alcançando o valor máximo em $h_d/h = 0,33$. Para h_d/h com maiores valores, Rahimi *et al.* (2017) mostraram que a profundidade da cavidade de erosão diminuiu e poderiam alcançar menores valores nos pilares sem detritos. Isto significa que quando aumenta a distância entre os detritos da superfície de escoamento, o poder erosivo do escoamento também aumenta, enquanto que, com o aumento adicional de h_d/h leva à diminuição da profundidade de erosão (Rahimi *et al.*, 2017).

Tabela 4.2 - Parâmetros adimensionais utilizando o método de Rahimi *et al.* (2017).

Ensaio	Forma dos detritos	hd	hd/h	h_{sm} (m) 8h	$h_{sm}/h_{sm\ ref}$ (m) 8h	h_{sm} (m) 24h	$h_{sm}/h_{sm\ ref}$ (m) 24h	h_{sm} (m) 168h	$h_{sm}/h_{sm\ ref}$ (m) 168h
T1	---	---	---	0,070	1,000	0,078	0,840	0,092	1,000
T2	RT	0,025	0,167	0,078	1,114	0,094	1,018	0,120	1,301
T3	RT	0,050	0,333	0,090	1,284	0,102	1,090	0,132	1,430
T4	RT	0,025	0,167	0,089	1,270	0,103	1,112	0,132	1,426
T5	RT	0,050	0,333	0,102	1,453	0,116	1,260	0,144	1,559
T6	RT	0,125	0,833	0,042	0,594	0,054	0,586	0,102	1,105
T7	RT	0,100	0,667	0,065	0,933	0,092	0,999	0,126	1,364
T8	RT	0,125	0,833	0,038	0,543	0,050	0,546	0,081	0,876
T9	RT	0,100	0,667	0,077	1,100	0,111	1,198	0,142	1,538
T10	TR	0,025	0,167	0,066	0,937	0,073	0,795	0,094	1,022
T11	TR	0,050	0,333	0,068	0,974	0,079	0,853	0,100	1,078
T12	TR	0,025	0,167	0,066	0,940	0,075	0,807	0,096	1,038
T13	TR	0,050	0,333	0,072	1,023	0,082	0,887	0,102	1,105
T14	TR	0,125	0,833	0,030	0,429	0,033	0,352	0,076	0,822
T15	TR	0,100	0,667	0,043	0,614	0,068	0,735	0,095	1,029
T16	TR	0,100	0,667	0,023	0,326	0,028	0,304	0,068	0,740
T17	TR	0,125	0,833	0,028	0,406	0,060	0,645	0,098	1,057

RT - Detritos de forma retangular; TR - Detritos de forma triangular;

Tabela 4.3 - Resultados experimentais extraídos da literatura (Lagasse *et al.*, 2010a).

Forma dos detritos	h_{sm} (m)	$h_{sm\ calc}$ (m)	Forma dos detritos	h_{sm} (m)	$h_{sm\ calc}$ (m)
---	0,168	0,180	RT	0,201	0,396
---	0,125	0,165	RT	0,180	0,396
---	0,256	0,210	RT	0,226	0,518
---	0,265	0,192	RT	0,259	0,396
---	0,149	0,177	RT	0,293	0,427
---	0,146	0,168	RT	0,375	0,366
---	0,134	0,168	RT	0,125	0,274
---	0,134	0,165	RT	0,280	0,457
---	0,244	0,207	RT	0,329	0,396
---	0,250	0,198	RT	0,244	0,396
---	0,247	0,195	RT	0,274	0,427
---	0,253	0,195	RT	0,366	0,396
---	0,247	0,198	RT	0,244	0,427
---	0,049	0,067	RT	0,122	0,427
---	0,079	0,076	RT	0,122	0,396
---	0,055	0,082	RT	0,152	0,396
---	0,034	0,040	RT	0,152	0,396

RT - Detritos de forma retangular; TR - Detritos de forma triangular;

Tabela 4.3 (cont.) - Resultados experimentais extraídos da literatura (Lagasse *et al.*, 2010a).

Forma dos detritos	h_{sm} (m)	$h_{sm\ calc}$ (m)	Forma dos detritos	h_{sm} (m)	$h_{sm\ calc}$ (m)
---	0,030	0,046	RT	0,244	0,396
---	0,037	0,049	RT	0,213	0,488
RT	0,104	0,335	RT	0,152	0,427
RT	0,122	0,244	RT	0,107	0,427
RT	0,149	0,244	RT	0,162	0,457
RT	0,177	0,213	TR	0,125	0,274
RT	0,280	0,427	TR	0,216	0,457
RT	0,317	0,427	TR	0,219	0,347
RT	0,274	0,488	TR	0,210	0,396
RT	0,323	0,396	TR	0,244	0,396
RT	0,186	0,457	TR	0,283	0,427
RT	0,283	0,457	TR	0,363	0,396
RT	0,280	0,427	TR	0,235	0,427
RT	0,299	0,488	TR	0,027	0,274
RT	0,287	0,457	TR	0,064	0,396
RT	0,311	0,396	TR	0,058	0,366
RT	0,152	0,457	TR	0,113	0,427
RT	0,113	0,335	TR	0,162	0,457

RT - Detritos de forma retangular; TR - Detritos de forma triangular;

4.3 Evolução temporal da profundidade máxima das cavidades de erosão

No presente estudo, para cada ensaio foi utilizado um pilar cilíndrico em PVC com diâmetro de 0,05 m e o material de fundo de areia com $D_{50} \approx 0,00086$ m. A campanha experimental, visa a realização de 17 ensaios laboratoriais, cada um, com duração de 7 dias (168h). No primeiro ensaio realizado foi considerando o pilar sem detritos acumulados, sendo este o ensaio de referência (T1).

Neste contexto, encontra-se descrita a análise dos resultados obtidos a partir da execução dos ensaios propostos. Os ensaios foram todos conduzidos segundo o procedimento apresentado no subcapítulo 3.4.4 e analisados em grupos de ensaios com as mesmas características. Os registos laboratoriais dos ensaios realizados encontram-se no Anexo I, assim como a representação gráfica da evolução da profundidade máxima da cavidade de erosão e respetivas memórias fotográficas dos ensaios experimentais. Na Figura 4.1, apresenta-se a evolução temporal da profundidade máxima das cavidades de erosão verificada em todos os ensaios.

Como referido anteriormente, foram testadas duas formas de caixas de detritos acumulados: triangulares (TR) e retangulares (RT). Quando se altera a posição dos detritos triangulares da superfície do escoamento para o fundo de areia, estes invertem-se criando uma configuração

triangular invertida. Na parte a montante do pilar verificou-se que não existiram movimentações do material de fundo, pelo que o nível da areia se manteve inalterado, tal como referiu Fael *et al.* (2016).

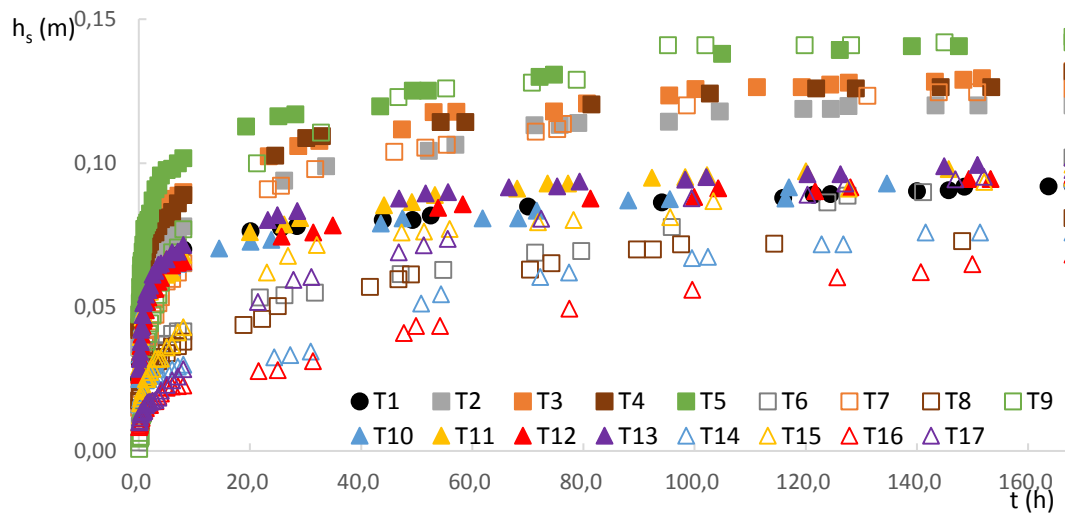


Figura 4.1 - Evolução temporal da profundidade máxima das cavidades de erosão ($t = 7$ dias).

Como observado na Figura 4.1 verifica-se que a profundidade máxima das cavidades de erosão atinge valores maioritariamente superior nos detritos retangulares, à exceção dos ensaios 6 e 8. Quando as caixas de detritos se posicionam à superfície do escoamento, obtém-se um valor médio de 13,2 cm. Enquanto que, quando as caixas de detritos retangulares se encontram no fundo do leito, obtém-se um valor médio de 11,3 cm. Estas profundidades de erosão, comparativamente à utilização da configuração das caixas de detritos triangulares, os valores da profundidade h_s diminuem como se pode observar na Figura 4.3. A média de h_s para detritos triangulares à superfície é de 9,8 cm e para detritos triangulares invertidos no fundo do canal é de 8,4 cm. Tendo em conta a evolução apresentada na figura, pode afirmar-se que as caixas de detritos retangulares levam a profundidades de erosão superiores às obtidas com as caixas de detritos triangulares. Constata-se, por isso, que os detritos triangulares no fundo atuam como um bloqueio ao desenvolvimento da profundidade máxima das cavidades de erosão em cerca de 26%.

Quando analisadas as configurações obtidas nas cavidades de erosão devidas à presença das caixas de detritos de forma triangular e retangular verifica-se que não existe o aparecimento de segundas cavidades em nenhum dos ensaios, como se pode observar na figura 4.2 a) e b), contrariamente ao sugerido por Lagasse *et al.* (2010a) na Figura 2.8 a).

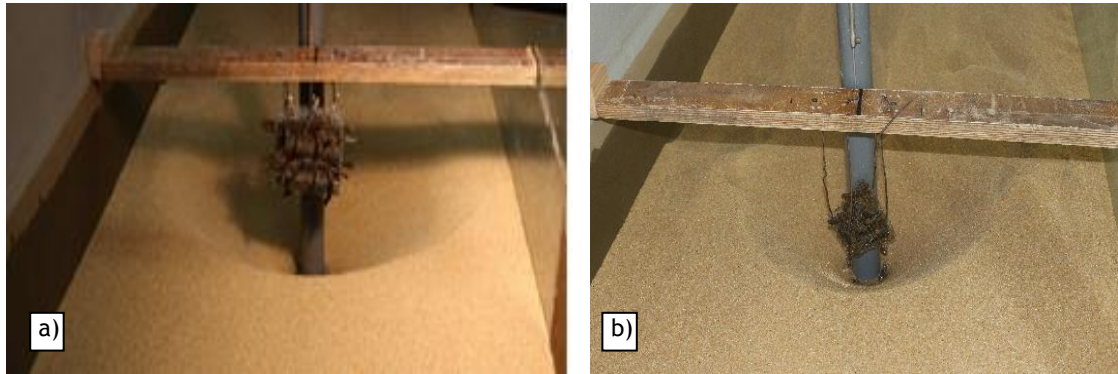


Figura 4.2 - Morfologia das cavidades de erosão: a) na presença de detritos de caixa retangular (T5) e b) na presença de detritos de caixa triangular (T17).

4.4 Influência do volume efetivo dos detritos na profundidade máxima das cavidades de erosão

Na Figura 4.3 apresenta-se a variação de h_{sm} obtido experimentalmente em função do volume efetivo dos detritos, V_e . A figura inclui ainda a curva obtida no presente estudo, excluindo os ensaios T8, T14 e T17 dado que apresentam valores da profundidade de erosão inferiores ao valor obtido para o ensaio de referência (T1). A partir dos resultados, pode-se concluir que h_{sm} aumenta com o volume efetivo dos detritos, tal como demonstrado pela equação (4.2) com $R^2 = 0,88$.

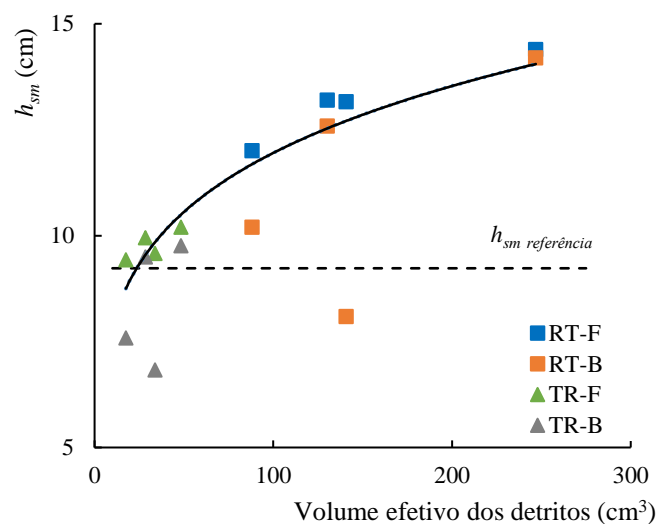


Figura 4.3 - Variação de h_{sm} com o volume efetivo dos detritos.

$$h_{sm} = 5.243V_e^{0.179} \quad (4.2)$$

4.5 Medições das larguras superiores da cavidade de erosão

No final dos ensaios foram medidas as larguras superiores das cavidades de erosão como exemplificado na Figura 4.4 relativamente ao ensaio T5. Na Tabela 4.4 apresentam-se os valores obtidos relativamente às larguras superiores na direção do escoamento (Montante - Pilar) e perpendiculares ao mesmo (Pilar - Vidro e Pilar - Parede), bem como os valores limites do LS teóricos proposto por Richardson e Abed (1993). A equação tem em conta a largura do fundo da cavidade de erosão, a qual foi avaliada de forma visual. Assim, considerou-se que a largura superior variou entre 1,07 a 1,8 h_{sm} , tal como sugerido por Arneson *et al.*, 2012.

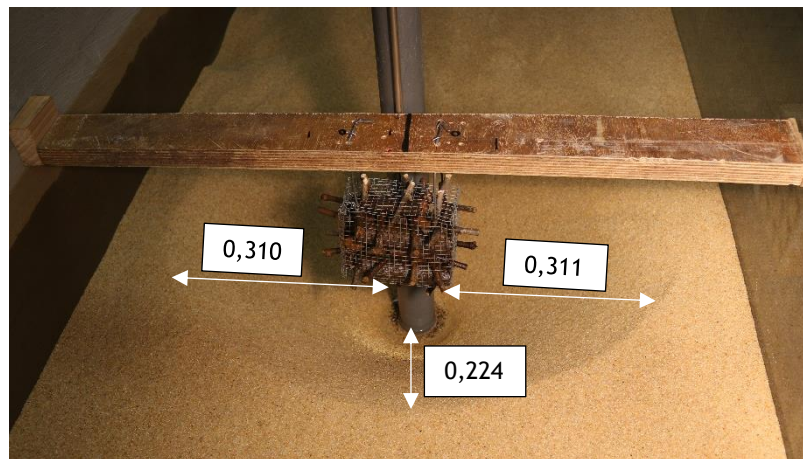


Figura 4.4 - Esquema com as distâncias das larguras superiores para o ensaio T5.

Tabela 4.4 - Valores experimentais das larguras superiores da cavidade de erosão.

Ensaio	h_s (m)	Medições experimentais (m)			LS	
		Montante - Pilar	Pilar - Vidro	Pilar - Parede	1,07 h_s	1,8 h_s
T1	0,092	0,154	0,246	0,209	0,098	0,166
T2	0,120	0,190	0,309	0,281	0,128	0,216
T3	0,132	0,201	0,349	0,255	0,141	0,238
T4	0,132	0,206	0,270	0,280	0,141	0,238
T5	0,144	0,224	0,311	0,310	0,154	0,259
T6	0,102	0,156	0,174	0,181	0,109	0,184
T7	0,126	0,215	0,232	0,237	0,135	0,227
T8	0,081	0,173	0,143	0,149	0,087	0,146
T9	0,142	0,242	0,297	0,277	0,152	0,256
T10	0,094	0,151	0,273	0,256	0,101	0,169
T11	0,995	0,167	0,215	0,234	0,106	0,179
T12	0,958	0,156	0,214	0,207	0,103	0,172
T13	0,102	0,159	0,238	0,213	0,109	0,184
T14	0,076	0,130	0,223	0,194	0,081	0,137
T15	0,095	0,157	0,259	0,235	0,102	0,171
T16	0,068	0,144	0,131	0,120	0,073	0,122
T17	0,098	0,139	0,188	0,191	0,105	0,176

Através da análise dos dados apresentados na Tabela 4.3 verifica-se que para o Ensaio 1, sem detritos acumulados, a largura superior da cavidade de erosão (LS) não é igual segundo as duas direções (no sentido do escoamento e no sentido perpendicular ao escoamento), opondo-se ao proposto pelo Richardson e Abed (1993). Desta forma, verifica-se uma variação de cerca de 15 % relativamente as larguras perpendiculares ao escoamento e de aproximadamente 48 % quando comparada a largura superior de montante do pilar com a média das larguras na direção perpendicular ao escoamento.

Nos restantes ensaios, com detritos, verifica-se que todas as larguras superiores das cavidades de erosão medidas experimentalmente estão compreendidas no intervalo de resultados obtidos entre $1,07 h_s$ e $1,80 h_s$, à exceção dos ensaios 8 e 16. Estes ensaios apresentam a mesma dimensão da caixa de detritos ($12,5 \times 6,25 \times 5$) e o seu posicionamento é no fundo de areia, contudo têm geometrias diferentes, retangular para o ensaio 8 e triangular para o ensaio 16. Analisando as medições perpendiculares ao escoamento, observa-se que as medições obtidas nos ensaios 6 e 8, na direção pilar-vidro, encontram-se dentro do intervalo estabelecido para LS . O mesmo acontece nos ensaios 6 e 16 na direção pilar-parede. Desta forma, conclui-se que na direção perpendicular ao escoamento as medições mostram-se superiores ao intervalo considerado. Para além disso, pode afirmar-se que este intervalo LS considerado não é adequado para a direção perpendicular ao escoamento.

Comparando as situações onde foram utilizadas caixas de detritos com as mesmas formas, verificou-se que a profundidade da cavidade não segue uma evolução evidente relativamente à localização da caixa de detritos. Pode-se, no entanto, concluir que as caixas triangulares diminuem a profundidade de erosão na ordem dos 26%, em média, relativamente as caixas de detritos retangulares.

4.6 Análise pelos métodos de Melville e Dongol (1992) e Lagasse et al. (2010a)

Para a análise pelo método de Melville e Dongol (1992) aplicou-se a equação CSU, na presença de detritos. Analisou-se o conceito de largura equivalente do pilar que foi aceite como uma forma de avaliar quantitativamente até que ponto os detritos afetam a cavidade de erosão em pilares. Todos os resultados obtidos graficamente neste subcapítulo estão de acordo com a análise descrita no subcapítulo 2.6 e os resultados apresentados no subcapítulo 4.2. Na Figura 4.5 apresenta-se uma comparação entre o parâmetro da largura equivalente, b_e , e a modificação do parâmetro da largura equivalente designada de a_d^* . Esta análise foi sugerida apenas para detritos flutuantes à superfície, e para condições próximas do início do movimento do material do fundo, $U/U_c \approx 1$, e é desenvolvida com base nas equações (2.33) e (2.34). A equação (2.34) não tem em conta a forma da caixa dos detritos nem o seu comprimento.

Na Figura 4.6 representa-se a equação recomendada por Lagasse *et al.* (2010a) para o cálculo da largura efetiva do pilar equivalente em função da largura equivalente observada. Para o caso em estudo, utilizou-se a equação (2.36) uma vez que $L/h \leq 1$.

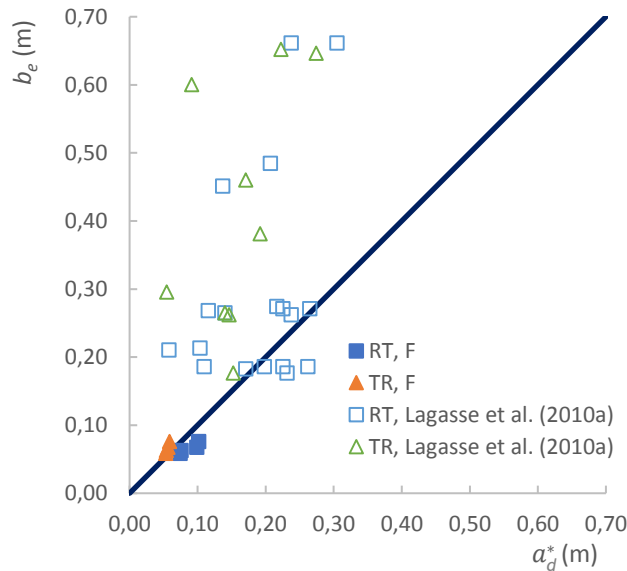


Figura 4.5 - Comparação da largura equivalente de Melville e Dongol (1992) com a largura equivalente observada por Lagasse *et al.* (2010a).

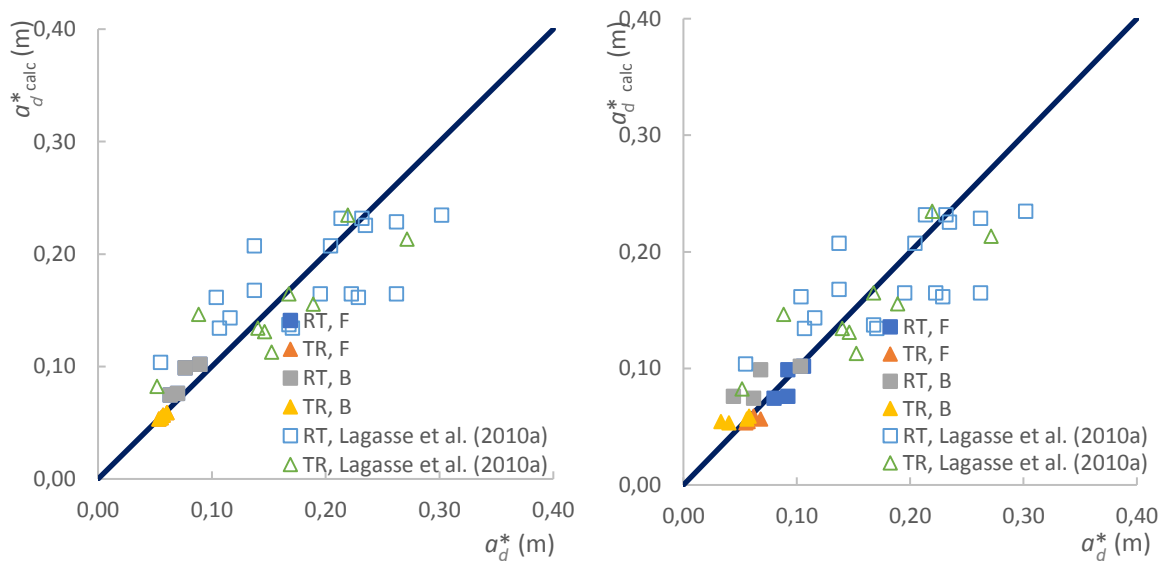


Figura 4.6 - Comparação da largura efetiva modificada com a largura efetiva observada: a) considerando k_{d1} proposto por Lagasse *et al.* (2010a); b) considerando k_{d1} obtido experimentalmente.

Na Figura 4.5 considera-se o valor do parâmetro b_e em que é utilizado $k_{d1} = 0,52$ proposto por Dongol (1989) e para a largura equivalente, a_d^* , consideraram-se os valores de K_{d1} e K_{d2} de Lagasse *et al.* (2010a) considerados para a Equação 2.34. Os valores obtidos experimentalmente são bastante inferiores aos obtidos por Lagasse *et al.* (2010a), no entanto, encontram-se na mesma linha de tendência e com valores menos dispersos. Para os detritos retangulares os

resultados de b_e e α_d^* obtidos apresentam um desvio padrão de 6 %, inferior ao desvio de 14 % registrado para os detritos triangulares.

Na Figura 4.6 a) é possível constatar que quando consideradas as caixas retangulares à superfície ou no fundo os valores ficam sobrepostos devido à não influência do comprimento da caixa de detritos quando se utiliza a equação 2.36. O mesmo acontece para as caixas de detritos triangulares. Na Figura 4.6 b), utilizou-se a equação (2.24) para obtenção da largura efetiva obtida experimentalmente. De seguida, aplicou-se a equação (2.33), para obtenção dos coeficientes k_{d1} . A análise da Figura 4.6 a) e b) permite verificar que os valores obtidos experimentalmente seguem a mesma linha de tendência dos valores obtidos por Lagasse *et al.* (2010a).

Na Figura 4.7 apresenta-se a profundidade de erosão obtida experimentalmente, h_{sm} , e a calculada através da equação (2.24), $h_{sm\,calc}$, utilizando o parâmetro α_d^* modificado da equação proposta por Melville e Dongol (1992) correspondente à equação (2.34). Na Figura 4.8 apresenta-se a profundidade máxima da cavidade de erosão, h_{sm} , em função do valor obtido a partir da equação CSU (2.24), $h_{sm\,calc}$, em que, o diâmetro do pilar foi calculado utilizando a equação (2.36) recomendada por Melville e Dongol (1992). Para além disso, são apresentados os resultados obtidos por Lagasse *et al.* (2010a), na condição em que os detritos estavam flutuantes à superfície da água e para condições de $U/U_c \approx 1$. Mais uma vez, os resultados obtidos no presente estudo ajustam-se à linha de tendência resultante do estudo de Lagasse *et al.* (2010a).

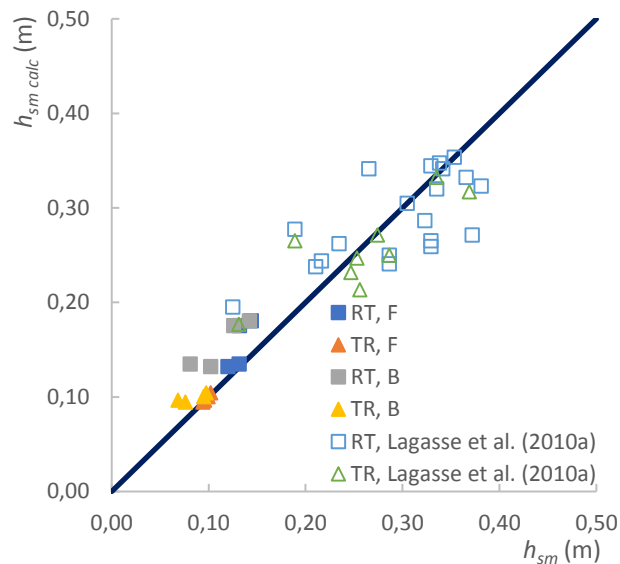


Figura 4.7 - Profundidade da cavidade de erosão obtida experimentalmente e o seu homólogo obtido a partir da equação modificada por Lagasse *et al.* (2010a).

Comparando as Figuras 4.7 e 4.8, pode afirmar-se que a equação recomendada por Melville e Dongol (1992) conduz a uma melhor previsão de valores para a profundidade máxima da cavidade de erosão, pois os resultados aproximam-se mais aos obtidos experimentalmente.

Por fim, na Figura 4.9 apresenta-se a profundidade máxima das cavidades de erosão, h_{sm} , em função do valor obtido a partir da equação CSU (2.24), $h_{sm\ calc}$, ambas adimensionalizadas com o diâmetro do pilar, D_p . Pode-se concluir que os valores obtidos experimentalmente se ajustam com os valores considerados pelos autores referenciados na revisão bibliográfica, Lagasse *et al.* (2010a).

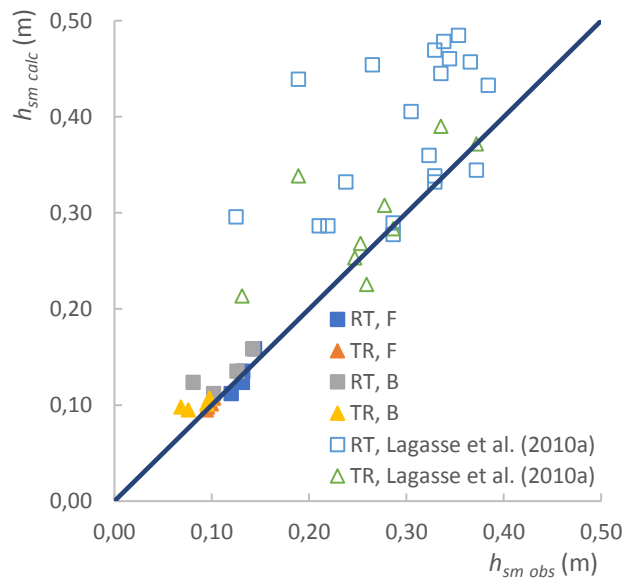


Figura 4.8 - Profundidade da cavidade de erosão obtida experimentalmente e o seu homólogo obtido em função da equação recomendada por Lagasse *et al.* (2010a).

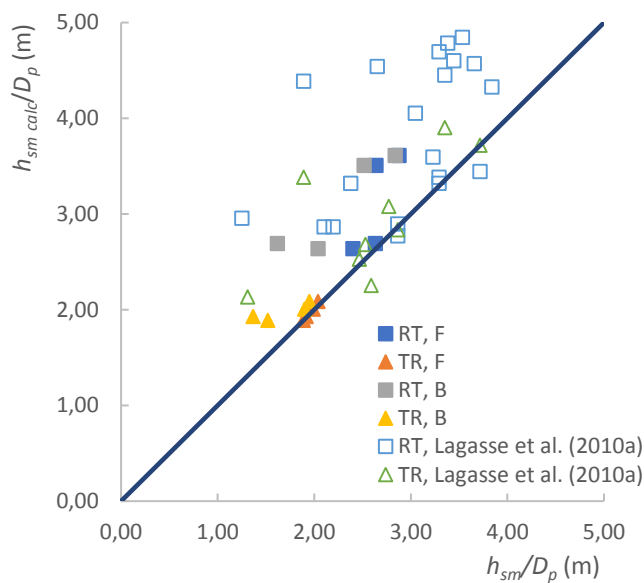


Figura 4.9 - Análise adimensional de h_{sm}/D_p

4.7 Análise pelo método de Rahimi *et al.* (2017)

Para analisar o efeito da forma dos detritos e a profundidade máxima das cavidades de erosão pelo método de Rahimi *et al.* (2017) foram testadas caixas de detritos de forma triangular e retangular com posicionamento à superfície da água (flutuantes) ou no fundo de areia. Na Figura 4.10 apresenta-se o efeito da forma de detritos relativamente à profundidade de erosão adimensionalizada pela profundidade de erosão obtida para o ensaio de referência (pilar isolado sem detritos), $h_{sm}/h_{sm\ ref}$.

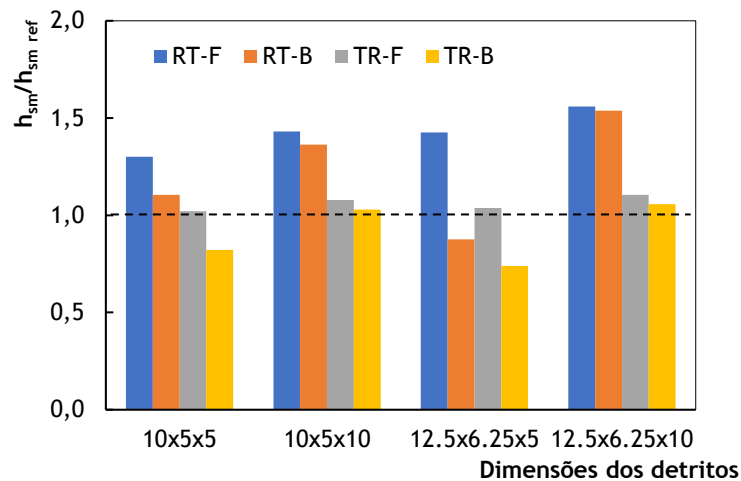


Figura 4.10 - Variação de $h_{sm}/h_{sm\ ref}$ com as dimensões e formas de detritos.

Pela análise da Figura 4.10 pode-se observar que a forma retangular de detritos conduz a maiores profundidades de erosão. Também é possível verificar que a profundidade de erosão é mais sensível à forma dos detritos do que ao aumento da sua dimensão. A mesma conclusão pode ser obtida quando a submersão relativa, h_d/h , apresenta um valor médio superior a cerca de 44 % relativamente ao valor obtido sem detritos, com exceção do ensaio 8. Por outro lado, a configuração triangular não induz nenhum aumento nas profundidades de erosão, sendo os valores praticamente iguais ao obtidos para o pilar de referência.

Seguidamente, apresentam-se os gráficos representativos dos resultados obtidos resumidos na Tabela 4.2. Portanto, a Figura 4.11, de a) a d), apresenta a variação de $h_{sm}/h_{sm\ ref}$ com a variação de h_d/h ao final de 8h, 24h, 72h e 168h. Para além disso também estão incluídos os resultados do estudo de Rahimi *et al.* (2017) para 8h.

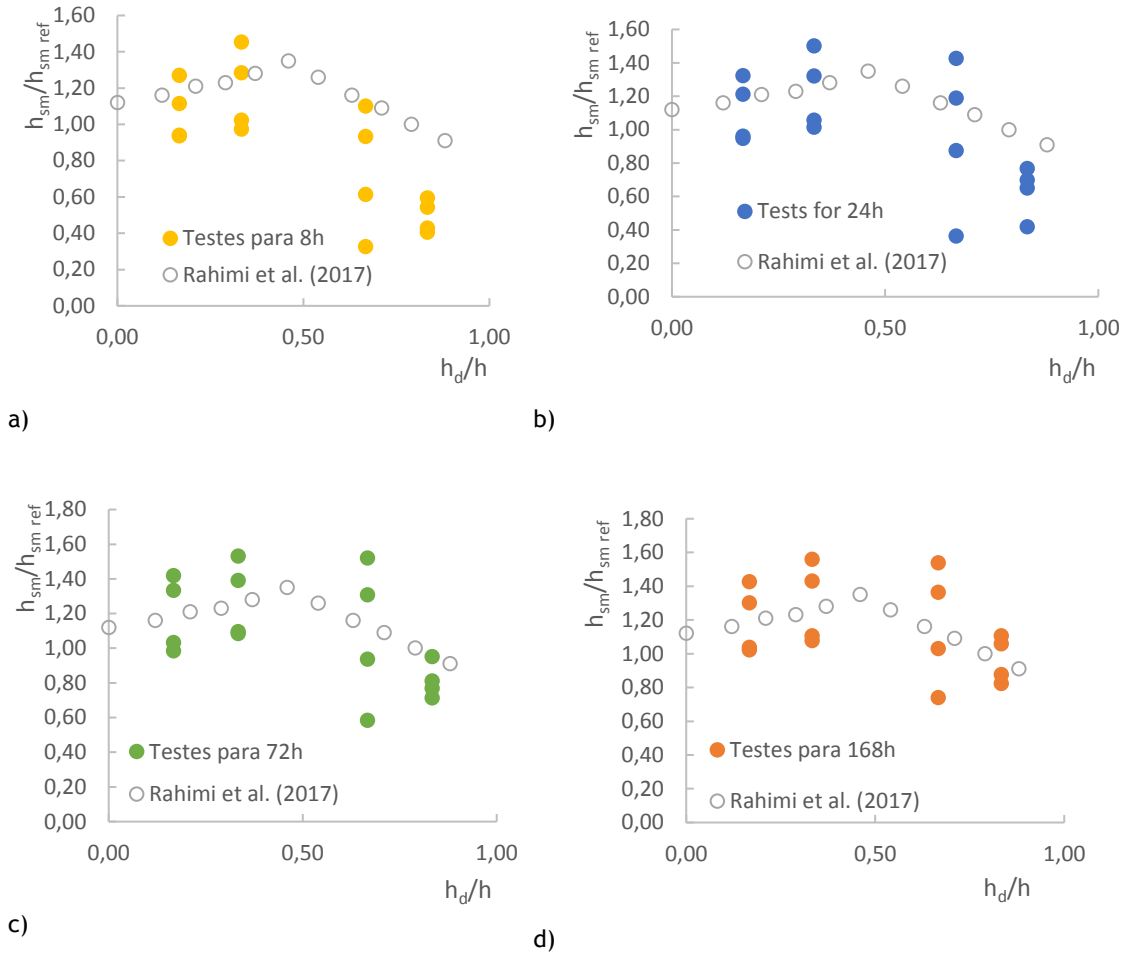


Figura 4.11 - Variação de $h_{sm}/h_{sm\ ref}$ com h_d/h ao final de: a) 8h; b) 24h; c) 72h; d) 168h.

Observando as figuras, constata-se que os resultados obtidos no estudo experimental seguem a mesma tendência dos resultados obtidos por Rahimi *et al.* (2017). Estes autores concluíram que quando a distância entre os detritos e a superfície do escoamento aumentava, a força do escoamento também aumentava, enquanto que h_d/h causava o decréscimo nas profundidades de erosão.

Tendo em conta os diferentes tempos considerados na Figura 4.11 a) e b) os valores para os detritos à superfície encontram-se mais próximos aos obtidos por Rahimi *et al.* (2017), até atingir um dado valor máximo. No entanto, o mesmo não acontece para os detritos no fundo do leito. É possível visualizar que, tanto os detritos à superfície como no fundo, ao final de 168h, se encontram mais próximos aos considerados pelos autores. O que significa que é mais viável a utilização de uma maior duração dos ensaios.

A influência da duração dos testes na profundidade máxima das cavidades de erosão é avaliada através dos resultados obtidos, uma vez que a duração da maioria dos ensaios experimentais realizados por outros autores é mais curta, entre 8 a 24 horas. Assim, os erros percentuais associados a essas profundidades de erosão (h_{sm}) são avaliados em relação à profundidade máxima das cavidades de erosão obtida após 7 dias. Os resultados obtidos experimentalmente foram apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Características das durações dos testes para a profundidade máxima de erosão.

Ensaio	Detritos		h_{sm} (cm)			δ (%)		Acréscimo h_{sm} (%)
	Forma	Posição	$t = 8h$	$t = 24h$	$t = 168h$	$t = 8h$	$t = 24h$	
1	---	---	7,00	7,75	9,23	24,16	16,03	Referência
2	RT	F	7,80	9,40	12,01	35,05	21,73	30,12
3	RT	F	8,99	10,24	13,20	31,89	22,42	43,01
4	RT	F	8,89	10,26	13,16	32,45	22,04	42,58
5	RT	F	10,17	11,63	14,39	29,33	19,18	55,90
6	RT	B	4,16	5,41	10,20	59,22	46,96	10,51
7	RT	B	6,53	9,22	12,59	48,13	26,77	36,40
8	RT	B	3,80	5,04	8,09	53,03	37,70	-12,35
9	RT	B	7,70	11,06	14,20	45,77	22,11	53,85
10	TR	F	6,56	7,34	9,43	30,43	22,16	2,17
11	TR	F	6,82	7,87	9,95	31,46	20,90	7,80
12	TR	F	6,58	7,45	9,58	31,32	22,23	3,79
13	TR	F	7,16	8,19	10,20	29,80	19,71	10,51
14	TR	B	3,00	3,25	7,59	60,47	57,18	-17,77
15	TR	B	4,30	6,78	9,50	54,74	28,63	2,93
16	TR	B	2,28	2,81	6,83	66,62	58,86	-26,00
17	TR	B	2,84	5,95	9,76	70,90	39,04	5,74

A análise da Tabela 4.5 permite verificar que os desvios são muito significativos em todos os casos, apresentando $\delta_{\text{médio}} = 43,2\%$ e $\delta_{\text{médio}} = 15,0\%$, para $t = 8h$, e $\delta_{\text{médio}} = 29,6\%$ e $\delta_{\text{médio}} = 13,4\%$, para $t = 24h$.

5. Conclusão e propostas de trabalhos futuros

O trabalho realizado na presente dissertação pretendeu estudar o efeito da acumulação de detritos junto de pilares de pontes, que leva ao agravamento das cavidades de erosão. Os principais pontos avaliados foram os parâmetros característicos dos ensaios, a velocidade crítica de início de movimento, assim como, a largura superficial da cavidade de erosão e a sua profundidade máxima. Para tal, o estudo considerou duas configurações diferentes de detritos (retangulares e triangulares) e um escoamento uniforme num canal retangular em que o leito do fundo foi composto por areia uniforme e sem a presença de configurações de fundo.

As principais conclusões obtidas através da análise de resultados foram:

- ✓ A largura superior das cavidades de erosão apresentou valores superiores para a direção perpendicular ao escoamento face à formulação de Richardson e Abed (1993); A profundidade da cavidade de erosão não seguiu uma evolução demarcada relativamente à localização das caixas de detritos tendo em conta as mesmas formas.
- ✓ A forma e a posição da acumulação de detritos têm uma forte influência na profundidade final da cavidade de erosão. Tendo em conta a evolução temporal da profundidade máxima das cavidades de erosão conclui-se que as caixas de detritos de forma retangular conduzem a profundidades de erosão superiores às obtidas com caixas de detritos triangulares; os detritos triangulares no fundo atuaram como um medida de proteção no desenvolvimento da profundidade máxima das cavidades de erosão em cerca de 26%.
- ✓ Na comparação de resultados da largura equivalente dos pilares que contabilizam a influência dos detritos proposta por Melville e Dongol (1992) e por Lagasse *et al.* (2010a), conclui-se que os detritos retangulares apresentam um desvio padrão de 6%, inferior ao desvio de 14% registado para os detritos triangulares.
- ✓ Após a análise dos parâmetros característicos dos ensaios, conclui-se que os valores obtidos nos ensaios experimentais são consistentes com os resultados obtidos pelo estudo realizado por Lagasse *et al.* (2010a).
- ✓ Na análise comparativa com o método de Rahimi *et al.* (2017) a configuração triangular da caixa de detritos não induz nenhum aumento nas profundidades de erosão, assemelhando-se desta forma aos valores da profundidade para o pilar de referência (pilar cilíndrico sem detritos).
- ✓ O tempo de duração dos ensaios considerados neste estudo foi de 168h, enquanto em estudos realizados por outros autores este tempo foi de 8 a 24h; desta forma os resultados obtidos na presença de detritos à superfície apresentaram um acréscimo da

profundidade de erosão de 2% para 56% em comparação com o pilar único sem detritos; As 168h utilizadas nos ensaios experimentais mostraram ser o melhor tempo até atingir o equilíbrio do escoamento.

Este trabalho é um contributo importante para o desenvolvimento do conhecimento sobre as cavidades de erosão em pilares de pontes, consoante a sua configuração geométrica e o seu posicionamento, para colmatar os riscos de instabilidades deste tipo de obra de arte.

Propostas de trabalhos futuros:

- ✓ Avaliar o impacto resultante da acumulação de detritos junto de pilares padrão, relativamente à profundidade máxima de erosão, à extensão e à forma em planta das cavidades de erosão e avaliar a evolução temporal das mesmas, em escoamentos variáveis.
- ✓ Avaliar as profundidades máximas e as larguras superiores das cavidades de erosão, tendo em conta a utilização de diferentes caixas de detritos, modificando as dimensões, formas e posicionamentos.

Bibliografia

- A. Braudrick, G. E. Grant, Y. Ishikawa e H. Ikeda, "Dynamics of wood transport in streams": A FLUME EXPERIMENT, 22, 669-683, 1997.
- A. C. Parola, C. J. Apelt, e M. A. Jempson, "Debris forces on highway bridges, Transportation Research Record", NCHRP Report No. 445, Transportation Research Board, Washington, D.C., ISBN: 0-309-06661-1 *Proceedings of the 12th IAHR Congress*, Forth Collins, CO, 3(C6), 1 - 9, 2000.
- B. W. Melville e S. E. Coleman, "Bridge scour." *Water Resources publications*, LLC, CO, 2000.
- B. W. Melville, "Bridge pier scour with debris accumulation." *Journal of Hydraulic Engineering*, 118(9), University of Auckland, Auckland, New Zealand, 1975.
- B. W. Melville, "Local scour at bridge sites." *Report No. 117*, University of Auckland, Auckland, New Zealand, 1975.
- B. W. Melville, e D. M. Dongol, "Bridge Pier Scour with Debris Accumulation," *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, 118(9), pp. 1306-1310, 1992.
- C. Fael, "Local scour at bridge abutments and countermeasures," *Tese de Doutorado*, Universidade da Beira Interior, Portugal, 2007.
- C. Fael, R. Lança, e H. Cardoso, "Effect of pier shape and pier alignment on the equilibrium scour depth at single piers," *International Journal of Sedimentation Research*, vol. 31, pp. 244-250, 2016.
- C. M. Ramos, "*Drenagem em Infra-Estruturas de Transporte e Hidráulica de Pontes*", Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa., Portugal, 2005.
- C. R. Neil, "Mean velocity criterion for scour of coarse uniform bed-material.", *Journal of Water Resource and Protection*, Vol.6 No.18, 1967.
- C. R. Neil, "Mean velocity criterion for scour of coarse uniform bed-material," *the 12th IAHR Congress*, 3(C6), pp. 1-9, 1967.
- C. Sok, J. H. Park e Y. D. Kim, "Experimental study on the effects of debris accumulation on bridge pier scour," *Korea Water Resources Association*, 2013.
- D. Lyn, T. Cooper, A. Rao, Y. Yi e R. Sinha, "Debris Accumulation at Bridge Crossings: Laboratory and Field Studies," *Joint Transportation Research Program 10*, pp. 2-59, 2003.
- D. M. S. Dongol, "Effect of debris rafting on local scour at bridge piers", Auckland, University

of Auckland Department of Civil Engineering, School of Engineering Report No. 473, DOI: 10.1061/40927(243)376, 1989.

D. S. Mueller e A. C. Parola., "Detailed scour measurements around a debris accumulation". Proc. Water Resources Engng. Conf., ASCE, Reston, VA, 234-239, 1998.

D. S. Mueller e A. C. Parola, "Detailed Scour Measurements around a Debris Accumulation." ASCE. Water Resources Engineering, pp. 234-239, 1998.

E. M. Laursen e A. Toch, "Scour around bridge piers and abutments." *Bulletin No.4*, Iowa Highways Research Board, Ames, Iowa, 1956.

E. Rahimi, K. Qaderi, M. Rahimpour e M. M. Ahmadi, "Effect of Debris on Pier Group Scour: An Experimental Study," *Journal of Civil Engineering*, pp. 1-10, 2017.

E. V. Richardson e L. Abed, "Topwidth of Pier Scour Holes in Free and Pressure Flow," ASCE Hydraulic Engineering, Proc. 1993 National Conference, San Francisco, CA, August, 1993.

E. V. Richardson e S. R. Davis, "Evaluating scour at bridges," 4th ed.: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, *Hydraulic Engineering Circular 18*, Publication FHWA NHI 01-001, 2001.

E. V. Richardson e S. R. Davis, "Evaluating scour at bridges." Fourth Edition, Federal Highway Administration, Washington, D. C., 2001.

E. V. Richardson e S. R. Davis, "Evaluating scour at bridges", 4th ed.: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, *Hydraulic Engineering Circular 18*, Publication FHWA NHI 01-001, 378 p, 2001.

F. Ballio, A. Teruzzi e A. Radice, "Constriction effects in clear-water scour at abutments," *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, 135(2), pp. 140-145. Federal Highway Administration, Washington, D.C., 2009.

F. Comiti, A. Lucía e D. Rickernmann, "Large wood recruitment and transport during large floods: A review". *Geomorphology*, Vol. 269, pp. 23-39, DOI: 10.1016/j.geomorph.2016.06.016 Council, Washington, D.C., ISBN: 0-309-06305-1, 2016.

G. Simarro, C. Fael e H. Cardoso, "Estimating equilibrium scour depth at cylindrical piers in experimental studies," *Journal of Hydraulic Engineering*, 137(9), pp. 1089-1093, 2011.

H. N. C. Breusers e A. Raudkivi, "Scouring, hydraulic structures design manual," A. A. *Balkema*, Rotterdam, The Netherlands, 1991.

H. N. C. Breusers, G. Nicollet e H. W. Shen, "Local scour around cylindrical piers", *Journal of Hydraulic Resources*, 15(3): 211-252., 1977.

J. B. Bradley, D. L. Richards e C. D. Bahner, "Debris control structures: Evaluation e countermeasures". Report No. FHWA-IF-04-016, Hydraulic Engineering Circular No. 9, 3rd ed. Federal Highway Administration, Washington, DC, 2005.

J. Chabert e P. Engeldinger, "Etude des affouillements autour des piles des ponts", Chatou, France, 1956.

J. H. Park, C. Sok, C. K. Park e Y. D. Kim, "A Study on the Effects of Debris Accumulation at Sacrificial Piles on Bridge Pier Scour: I. Experimental Results," *KSCE Journal of Civil Engineering*, 20(4), pp. 1546-155, 2016.

J. H. Park, C. Sok, C. K. Park e Y. D. Kim, "A study on the effects of debris accumulation at sacrificial piles on bridge pier Scour: II. Empirical formula." *KSCE Journal of Civil Engineering*, DOI: 10.1007/s12205-015-0208-4, 2015.

J. K. Chase e R. S. Holnbeck, "Evaluation of Pier-Scour Equations for Coarse-Bed Streams", Scientific Investigations Report -5111, 2004.

J. Kattell e M. Eriksson, "Bridge scour evaluation: screening, analysis, and countermeasures", Gen. Tech. Rep. 9877-1207-SDTDC. U.S. Department of Agriculture, San Dimas, CA, 1998.

J. L. Briaud, H. C. Chen, K. A. Chang, X. Chen e S. J. Oh, "Scour at bridges due to debris accumulation: A review, 3rd International Conference on Scour erosion". Amsterdam, The Netherland, 2006.

J. S. Jones e D. M. Sheppard, "Scour at wide bridge piers." *Proceedings of the World Journal of Hydraulic Research*, 15(3), 211 - 252, 2000.

L. A. Arneson, L. W. Zevenbergen, P. F. Lagasse e P. E. Clopper, "Evaluating Scour at Bridges Auckland, New Zealand. Administration, Forth Collins, CO, 2012.

L. T. Couto e A. H. Cardoso, "Erosões localizadas junto de encontros e pilares de pontes. Parte I - Caracterização da situação de referência", Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, APRH, vol. 22, nº 1, pp. 65-74, 2001b.

L. T. Couto e A. H. Cardoso, "Erosões localizadas junto de encontros e pilares de pontes. Parte II - Da situação de referência à prática", Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, APRH, vol. 22, nº 1, pp. 75-85, 2001c.

L. W. Zevenbergen, P. F. Lagasse e P. E. Clopper, "Effects of Debris on Bridge Pier Scour", *World Environmental e Water Resources Congress 2007*. Laboratoire National d'Hydraulique,

Chatou, France, 2007.

L. W. Zevenbergen, P. F. Lagasse, P. E. Clopper e W. J. Spitz, "Effects of debris on bridge pier scour". Proceedings of 3rd International Conference on Scour and Erosion, Amsterdam, The Netherlands, CD-ROM, 2006.

M. Moreno, R. Maia, L. Couto e A. Cardoso, "*Erosões localizadas em pilares complexos de pontes: Desempenho de modelos de previsão existentes*", Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, APRH, vol. 35, nº 1, pp. 5-22, 2014.

M. N. Landers e D. S. Mueller, "Channel scour at bridges in the United States.", Federal Highway Administration Report FHWA-RD-95-184, 140 p., 1996.

M. S. Dongol, "Effect of Debris Rafting on Local Scour at Bridge Piers," *Report No. 473*, School of Engineering, University of Auckland, Auckland, New Zealand, 1989.

N. P. Wallerstein, "Dynamic model for constriction scour caused by large woody debris." *Earth Surf. Process. Landforms*, Vol. 28, pp. 49-68, 2003.

P. F. Lagasse, P. E. Clopper, L. W. Zevenbergen, J. W. Spitz e L. G. Girard, "Effects of Debris on Bridge Pier Scour," *NCHRP Report 653, Transportation Research Board of the National Academies*, Washington, 2010a.

P. Hjorth, "Studies on the nature of local scour", *Bulletin Series A No. 46*, Institutionen Iowa Highways Research Board, Ames, IA, 1975.

P. N. D. Cicco, E. Paris e L. Solari, "Flume experiments on bridge clogging by woody debris: the effect of shape of piers", *36th IAHR World Congress*, The Netherlands, 2015.

R. Lança, "Clear-water scour at single piers and pile groups", *Tese de Doutoramento*, Universidade da Beira Interior, Portugal, 2013.

R. M. C. Pinheiro, "*Estudo experimental da erosão de pilares de pontes*", Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010.

R. N. da Silva, "Estudo da erosão de pilares de pontes", Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2008.

S. Pagliara e I. Carnacina, "Influence of large woody debris on sediment scour at bridge piers", *International Journal of Sediment Research*, Vol. 26, No. 2, pp. 121-136, DOI: 10.1016/S1001-6279(11) 60081-4, 2011a.

S. Pagliara e I. Carnacina, "Influence of wood debris accumulation on bridge pier scour" *Journal of Hydraulic Engineering ASCE* 137(2): 254-261, 2011b.

S. Pagliara e I. Carnacina, “Temporal scour evolution at bridge piers: effect of wood debris roughness and porosity”, *Journal of Hydraulic Research* 48(1): 3-13, 2010.

S. Franzetti, A. Radice, M. Rabitti e G. Rossi, “Hydraulic design and preliminary performance evaluation of countermeasure against debris accumulation and resulting local pier scour on river po in Italy.” *J. Hydraul. Eng.*, 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000340, 615-620, 2011.

T. H. Diehl e B. A. Bryan, “Supply of Large Woody Debris in a Stream Channel,” *1993 National Conference on Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers*, vol. 1, pp. 1055-1060. *Water Conference*, ASCE, Minneapolis, MN, 1993.

T. H. Diehl, “Potential drift accumulations at bridges”, Report RD-97-28, Federal Highway Administration, U.S. Dept. of Transportation, McLean, VA, 1997.

Y. M. Chiew, “Local scour at bridge piers.” Rep. No. 355, Dept. of Civ. Engrg., University of Auckland, Auckland, New Zealand, 1984.

Anexo I - Fichas de ensaios laboratoriais

Teste	Q (l/s)	D _p (mm)	D ₅₀ (mm)	U _c (m/s)	U (m/s)	U/U _c	t (h)	h _s (mm)
T1	37,5	50	0,86	0,31	0,30	0,96	168	92,00

Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)
12:52	300,0	0,000	0,000
12:57	255,0	0,083	0,025
13:02	249,3	0,167	0,031
13:07	246,1	0,250	0,034
13:12	243,0	0,333	0,037
13:17	239,6	0,417	0,040
13:22	234,7	0,500	0,045
13:32	231,5	0,667	0,049
13:42	229,2	0,833	0,051
13:52	227,0	1,000	0,053
14:07	225,7	1,250	0,054
14:22	224,6	1,500	0,055
14:37	222,4	1,750	0,058
14:52	221,7	2,000	0,058
15:22	221,0	2,500	0,059
15:52	220,0	3,000	0,060
16:22	219,0	3,500	0,061
16:52	215,7	4,000	0,064
17:52	214,1	5,000	0,066
18:52	212,0	6,000	0,068
19:52	211,6	7,000	0,068
20:52	210,0	8,000	0,070
08:59	203,6	20,12	0,076
14:25	202,5	25,55	0,078
17:18	201,9	28,43	0,078
08:45	199,7	43,88	0,080
14:08	199,7	49,27	0,080
17:23	198,2	52,52	0,082
10:54	195,1	70,03	0,085



Figura 1.1 – Fotografia final do fundo

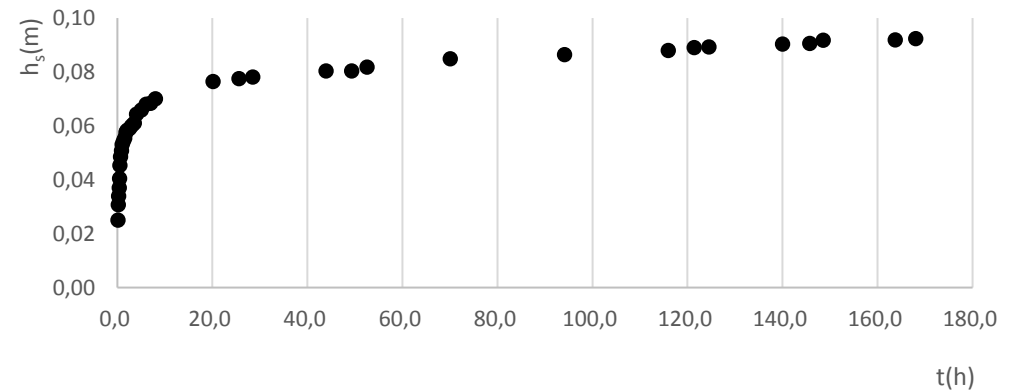


Figura 1.2 – Evolução temporal da profundidade da cavidade de erosão

Teste	Q (l/s)	D _p (mm)	D ₅₀ (mm)	U _c (m/s)	U (m/s)	U/U _c	t (h)	h _s (mm)
T2	37,5	50	0,86	0,31	0,30	0,96	168	120,0

Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)
09:35	300,0	0,000	0,000
09:40	244,0	0,083	0,036
09:45	235,7	0,167	0,044
09:50	234,0	0,250	0,046
09:55	232,3	0,333	0,048
10:00	230,8	0,417	0,049
10:05	229,6	0,500	0,050
10:15	227,7	0,667	0,052
10:25	224,1	0,833	0,056
10:35	222,3	1,000	0,058
10:50	221,0	1,250	0,059
11:05	220,7	1,500	0,059
11:20	218,6	1,750	0,061
11:35	216,8	2,000	0,063
12:05	215,0	2,500	0,065
12:35	214,9	3,000	0,065
13:05	213,0	3,500	0,067
13:35	210,0	4,000	0,070
14:35	206,1	5,000	0,074
15:35	205,7	6,000	0,074
16:35	203,7	7,000	0,076
17:35	202,0	8,000	0,078
11:44	186,0	26,15	0,094
19:18	181,0	33,72	0,099
13:46	175,7	52,18	0,104
18:31	173,6	56,93	0,106
08:45	166,8	71,17	0,113
13:19	166,7	75,73	0,113
16:41	166,0	79,10	0,114



Figura 2.1 – Fotografia final do

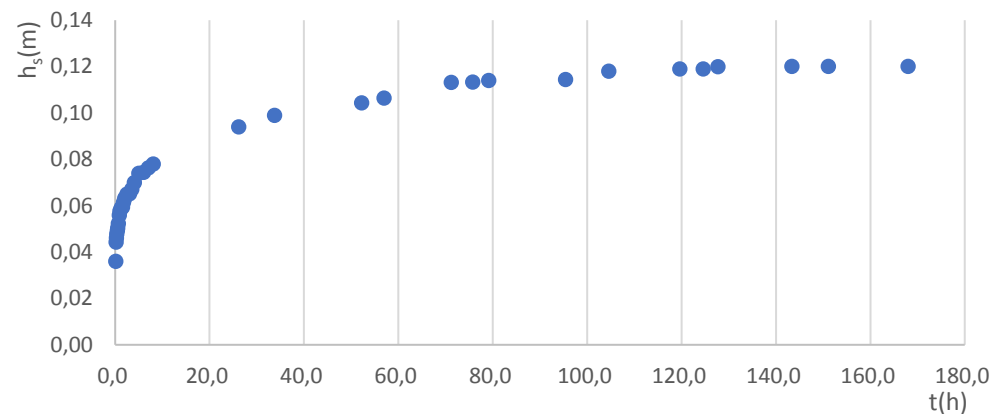


Figura 2.2 – Evolução temporal da profundidade da cavidade de erosão

Teste	Q (l/s)	D _p (mm)	D ₅₀ (mm)	U _c (m/s)	U (m/s)	U/U _c	t (h)	h _s (mm)
T3	37,5	50	0,86	0,31	0,30	0,96	168	132,0

Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)	Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)
09:30	300,0	0,000	0,000	18:07	159,3	80,617	0,121
09:35	237,0	0,083	0,043	08:55	156,5	95,417	0,124
09:40	231,9	0,167	0,048	13:40	154,2	100,167	0,126
09:45	228,2	0,250	0,052	00:41	153,6	111,183	0,126
09:50	225,5	0,333	0,055	08:48	153,6	119,300	0,126
09:55	222,9	0,417	0,057	13:55	152,7	124,417	0,127
10:00	220,0	0,500	0,060	17:14	152,0	127,733	0,128
10:10	217,0	0,667	0,063	08:45	151,7	143,250	0,128
10:20	213,7	0,833	0,066	13:50	151,0	148,333	0,129
10:30	211,0	1,000	0,069	17:13	150,5	151,717	0,130
10:45	208,7	1,250	0,071	09:30	148,0	168,000	0,132
11:00	206,0	1,500	0,074				
11:15	202,2	1,750	0,078				
11:30	201,4	2,000	0,079				
12:00	201,4	2,500	0,079				
12:30	199,6	3,000	0,080				
13:00	196,0	3,500	0,084				
13:30	195,0	4,000	0,085				
14:30	194,3	5,000	0,086				
15:30	192,4	6,000	0,088				
16:40	191,3	7,167	0,089				
17:30	190,1	8,000	0,090				
08:54	177,6	23,40	0,102				
14:10	174,0	28,67	0,106				
18:00	172,3	32,500	0,108				
08:50	168,3	47,333	0,112				
14:31	162,2	53,017	0,118				
18:39	162,1	57,150	0,118				
12:13	162,0	74,717	0,118				



Figura 3.1 – Fotografia final do fundo

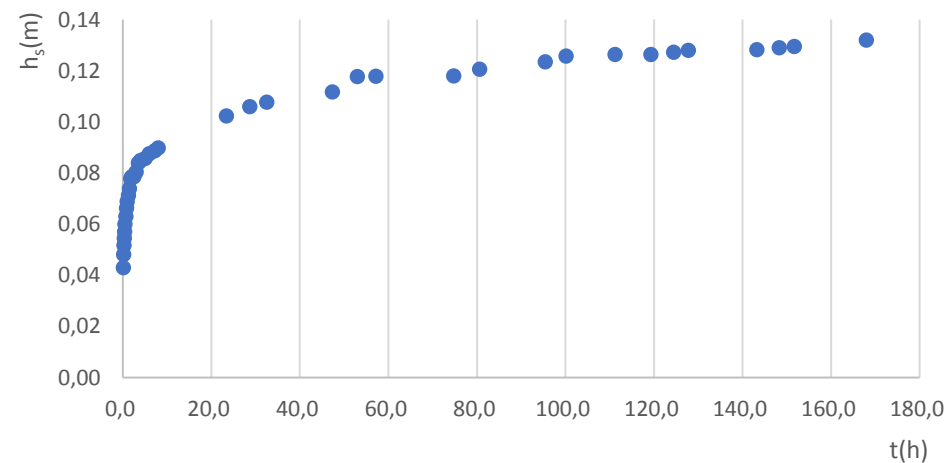


Figura 3.2 – Evolução temporal da profundidade da cavidade de erosão

Teste	Q (l/s)	D _p (mm)	D ₅₀ (mm)	U _c (m/s)	U (m/s)	U/U _c	t (h)	h _s (mm)
T4	37,5	50	0,86	0,31	0,30	0,96	168	131,6

Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)
07:50	300,0	0,000	0,000
07:55	238,0	0,083	0,042
08:00	234,8	0,167	0,045
08:05	229,7	0,250	0,050
08:10	228,0	0,333	0,052
08:15	225,0	0,417	0,055
08:20	221,6	0,500	0,058
08:30	219,8	0,667	0,060
08:40	218,0	0,833	0,062
08:50	214,7	1,000	0,065
09:05	212,0	1,250	0,068
09:20	210,0	1,500	0,070
09:35	208,4	1,750	0,072
09:50	207,3	2,000	0,073
10:20	204,6	2,500	0,075
10:50	204,1	3,000	0,076
11:20	201,8	3,500	0,078
11:50	199,5	4,000	0,081
12:50	198,8	5,000	0,081
13:50	197,0	6,000	0,083
14:50	193,9	7,000	0,086
15:50	191,1	8,000	0,089
08:22	177,4	24,53	0,103
13:56	171,3	30,10	0,109
16:48	170,6	32,97	0,109
14:08	165,7	54,30	0,114
18:35	165,7	58,75	0,114
17:15	159,6	81,42	0,120
14:33	155,8	102,7	0,124

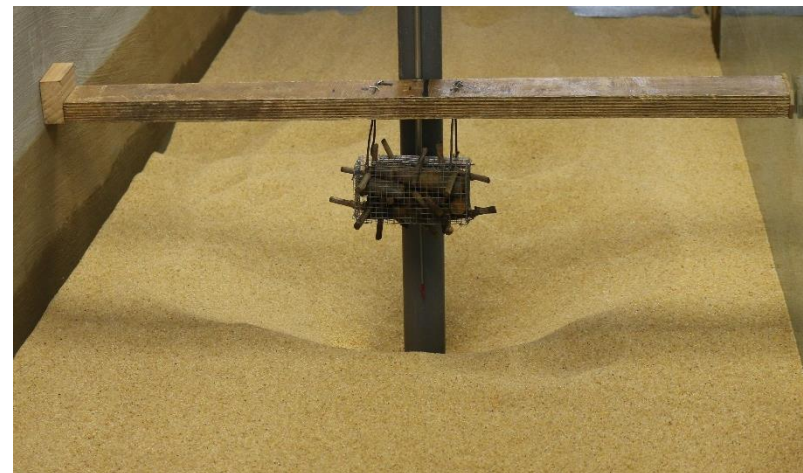


Figura 4.1 – Fotografia final do fundo

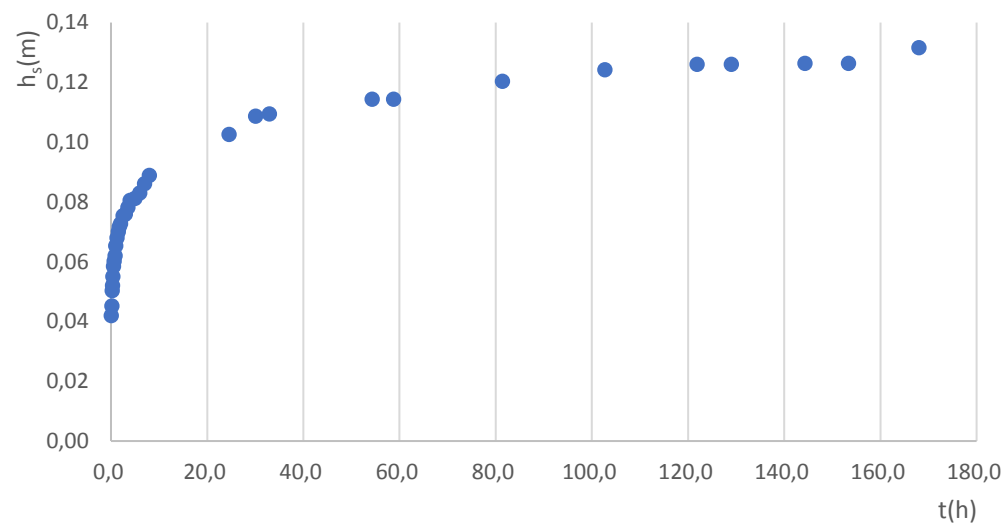


Figura 4.2 – Evolução temporal da profundidade da cavidade de erosão

Teste	Q (l/s)	D _p (mm)	D ₅₀ (mm)	U _c (m/s)	U (m/s)	U/U _c	t (h)	h _s (mm)
T5	37,5	50	0,86	0,31	0,30	0,96	168	0,1439

Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)	Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)
13:00	300,0	0,000	0,000	15:42	149,2	74,70	0,131
13:05	232,5	0,083	0,048	21:55	142,0	104,9	0,138
13:10	228,5	0,167	0,052	19:06	140,7	126,1	0,139
13:15	223,0	0,250	0,057	08:04	139,3	139,1	0,141
13:20	218,2	0,333	0,062	16:33	139,3	147,6	0,141
13:25	215,4	0,417	0,065	13:00	136,1	168,0	0,144
13:30	214,0	0,500	0,066				
13:40	210,7	0,667	0,069				
13:50	208,3	0,833	0,072				
14:00	202,8	1,000	0,077				
14:15	201,6	1,250	0,078				
14:30	200,6	1,500	0,079				
14:45	199,7	1,750	0,080				
15:00	197,5	2,000	0,083				
15:30	193,0	2,500	0,087				
16:00	189,1	3,000	0,091				
16:30	187,7	3,500	0,092				
17:00	184,3	4,000	0,096				
18:00	182,4	5,000	0,098				
19:00	181,9	6,000	0,098				
20:00	180,1	7,000	0,100				
21:00	178,3	8,000	0,102				
08:16	167,2	19,267	0,113				
14:06	163,7	25,100	0,116				
17:10	163,0	28,167	0,117				
08:24	160,2	43,400	0,120				
14:18	154,8	49,300	0,125				
16:59	154,8	51,983	0,125				
13:08	150,0	72,133	0,130				



Figura 5.1 – Fotografia final do fundo

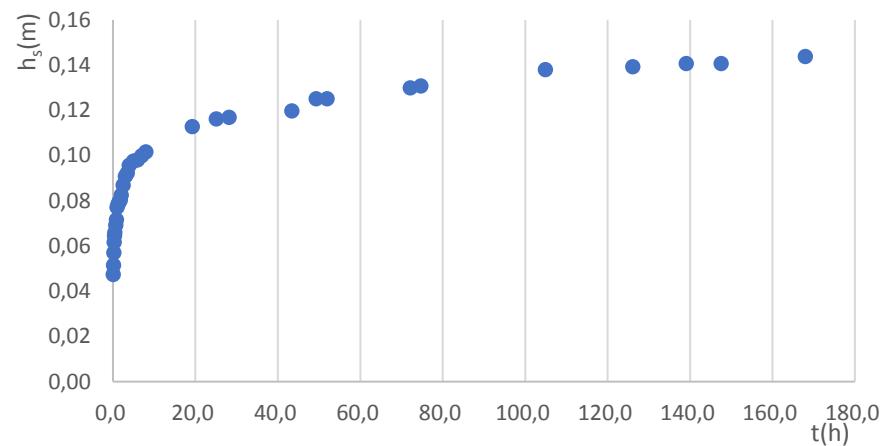


Figura 5.2 – Evolução temporal da profundidade da cavidade de erosão

Teste	Q (l/s)	D _p (mm)	D ₅₀ (mm)	U _c (m/s)	U (m/s)	U/U _c	t (h)	h _s (mm)
T6	37,5	50	0,86	0,31	0,30	0,96	168	102,0

Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)
10:30	300,0	0,000	0,000
10:35	277,0	0,083	0,003
10:40	271,2	0,167	0,009
10:45	263,0	0,250	0,017
10:50	258,3	0,333	0,022
10:55	255,9	0,417	0,024
11:00	255,0	0,500	0,025
11:10	255,0	0,667	0,025
11:20	254,0	0,833	0,026
11:30	253,3	1,000	0,027
11:45	250,1	1,250	0,030
12:00	248,4	1,500	0,032
12:15	248,3	1,750	0,032
12:30	247,9	2,000	0,032
13:00	247,5	2,500	0,033
13:30	245,5	3,000	0,035
14:00	245,0	3,500	0,035
14:30	243,0	4,000	0,037
15:30	242,8	5,000	0,037
16:30	239,3	6,000	0,041
17:30	238,4	7,000	0,042
18:30	238,4	8,000	0,042
08:15	226,7	21,75	0,053
12:42	225,9	26,20	0,054
18:10	225,0	31,67	0,055
09:36	218,5	47,10	0,062
17:15	217,1	54,75	0,063
09:47	211,1	71,28	0,069
18:07	210,5	79,62	0,070



Figura 6.1 – Fotografia final do fundo

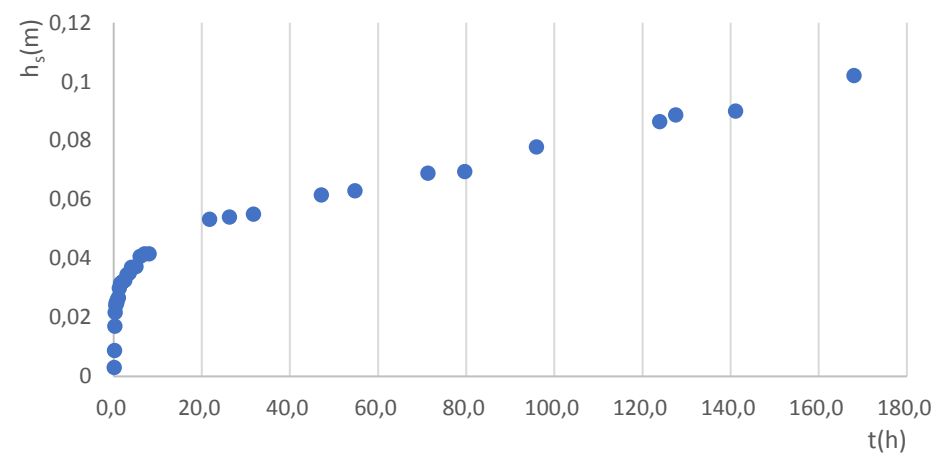


Figura 6.2 – Evolução temporal da profundidade da cavidade de erosão

Teste	Q (l/s)	D _p (mm)	D ₅₀ (mm)	U _c (m/s)	U (m/s)	U/U _c	t (h)	h _s (mm)
T7	37,5	50	0,86	0,31	0,30	0,96	168	125,9

Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)
10:50	300,0	0,000	0,000
10:55	265,0	0,083	0,015
11:00	258,3	0,167	0,022
11:05	257,3	0,250	0,023
11:10	257,1	0,333	0,023
11:15	255,6	0,417	0,024
11:20	253,0	0,500	0,027
11:30	252,1	0,667	0,028
11:40	249,2	0,833	0,031
11:50	246,4	1,000	0,034
12:05	243,3	1,250	0,037
12:20	243,0	1,500	0,037
12:35	240,5	1,750	0,040
12:50	238,0	2,000	0,042
13:20	233,0	2,500	0,047
13:50	232,6	3,000	0,047
14:20	228,7	3,500	0,051
14:50	226,5	4,000	0,054
15:50	221,1	5,000	0,059
16:50	220,2	6,000	0,060
17:50	218,0	7,000	0,062
18:50	214,7	8,000	0,065
10:01	189,0	23,18	0,091
12:26	187,8	25,60	0,092
18:35	182,1	31,75	0,098
08:46	176,0	45,93	0,104
14:22	174,6	51,53	0,105
18:13	173,6	55,38	0,106
10:15	169,0	71,42	0,111



Figura 7.1 – Fotografia final do fundo

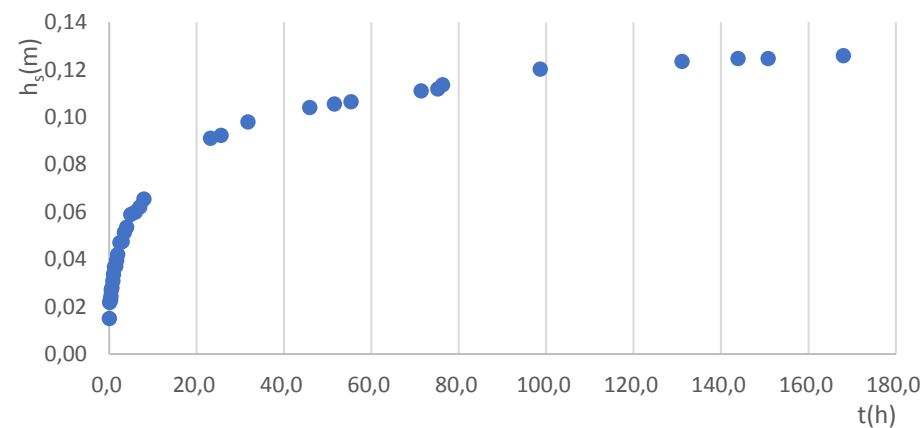


Figura 7.2 – Evolução temporal da profundidade da cavidade de erosão

Teste	Q (l/s)	D _p (mm)	D ₅₀ (mm)	U _c (m/s)	U (m/s)	U/U _c	t (h)	h _s (mm)
T8	37,5	50	0,86	0,31	0,30	0,96	168	80,9

Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)
16:03	300,0	0,000	0,000
16:08	262,5	0,083	0,018
16:13	259,7	0,167	0,020
16:18	257,5	0,250	0,023
16:23	256,0	0,333	0,024
16:28	255,7	0,417	0,024
16:33	254,5	0,500	0,026
16:43	251,9	0,667	0,028
16:53	251,9	0,833	0,028
17:03	251,9	1,000	0,028
17:18	251,8	1,250	0,028
17:33	251,0	1,500	0,029
17:48	251,0	1,750	0,029
18:03	251,0	2,000	0,029
18:33	250,1	2,500	0,030
19:03	249,9	3,000	0,030
19:33	248,8	3,500	0,031
20:03	247,3	4,000	0,033
21:03	246,0	5,000	0,034
22:03	243,8	6,000	0,036
23:03	243,5	7,000	0,037
00:03	242,0	8,000	0,038
10:52	236,2	18,82	0,044
14:12	234,1	22,15	0,046
17:03	229,6	25,00	0,050
09:38	223,0	41,58	0,057
14:47	220,3	46,73	0,060
17:00	218,6	48,95	0,061
14:25	217,0	70,37	0,063



Figura 8.1 – Fotografia final do fundo

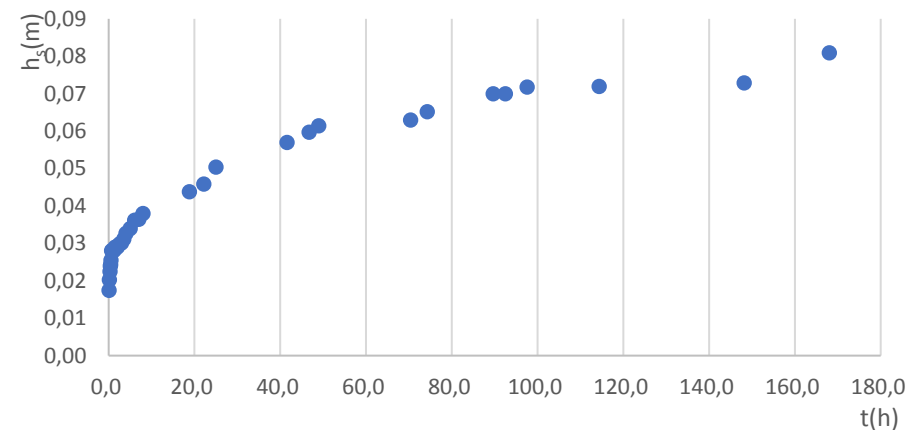


Figura 8.2 – Evolução temporal da profundidade da cavidade de erosão

Teste	Q (l/s)	D _p (mm)	D ₅₀ (mm)	U _c (m/s)	U (m/s)	U/U _c	t (h)	h _s (mm)
T9	37,5	50	0,86	0,31	0,30	0,96	168	142,0

Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)	Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)
11:02	300,0	0,000	0,000	16:57	139,0	101,9	0,141
11:07	279,2	0,083	0,001	10:48	139,0	119,8	0,141
11:12	275,7	0,167	0,004	19:09	139,0	128,1	0,141
11:17	275,4	0,250	0,005	12:00	138,0	145,0	0,142
11:22	275,0	0,333	0,005	11:02	138,0	168,0	0,142
11:27	270,0	0,417	0,010				
11:37	267,7	0,583	0,012				
11:47	267,0	0,750	0,013				
11:57	254,0	0,917	0,026				
12:07	250,1	1,083	0,030				
12:17	246,4	1,250	0,034				
12:32	242,0	1,500	0,038				
12:47	239,3	1,750	0,041				
13:02	235,7	2,000	0,044				
13:32	232,6	2,500	0,047				
14:02	229,1	3,000	0,051				
14:32	225,8	3,500	0,054				
15:02	221,5	4,000	0,059				
16:02	217,3	5,000	0,063				
17:02	211,0	6,000	0,069				
18:02	209,3	7,000	0,071				
19:02	203,0	8,000	0,077				
08:16	180,0	21,23	0,100				
19:48	169,4	32,77	0,111				
09:45	157,0	46,72	0,123				
18:20	154,0	55,30	0,126				
09:45	152,0	70,72	0,128				
17:50	151,0	78,80	0,129				
10:15	139,0	95,22	0,141				



Figura 9.1 – Fotografia final do fundo

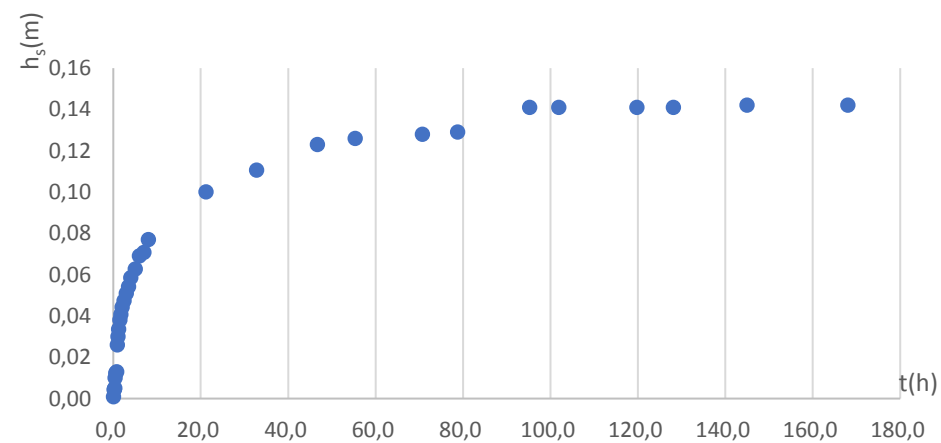


Figura 9.2 – Evolução temporal da profundidade da cavidade de erosão

Teste	Q (l/s)	D _p (mm)	D ₅₀ (mm)	U _c (m/s)	U (m/s)	U/U _c	t (h)	h _s (mm)
T10	37,5	50	0,86	0,31	0,30	0,96	168	94,3

Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)	Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)
17:42	300,0	0,000	0,000	17:16	196,5	71,57	0,084
17:47	255,0	0,083	0,025	09:45	193,0	88,05	0,087
17:52	246,6	0,167	0,033	17:14	192,5	95,53	0,088
17:57	242,9	0,250	0,037	14:02	192,3	116,3	0,088
18:02	240,9	0,333	0,039	14:41	188,4	117,0	0,092
18:07	239,0	0,417	0,041	08:18	187,0	134,6	0,093
18:12	235,9	0,500	0,044	17:42	185,7	168,0	0,094
18:22	232,3	0,667	0,048				
18:32	231,3	0,833	0,049				
18:42	230,0	1,000	0,050				
18:57	228,4	1,250	0,052				
19:12	227,4	1,500	0,053				
19:27	224,5	1,750	0,055				
19:42	223,4	2,000	0,057				
20:12	220,8	2,500	0,059				
20:42	219,0	3,000	0,061				
21:12	217,2	3,500	0,063				
21:42	216,7	4,000	0,063				
22:42	216,7	5,000	0,063				
23:42	216,0	6,000	0,064				
00:42	215,0	7,000	0,065				
01:42	214,4	8,000	0,066				
08:08	209,6	14,43	0,070				
13:48	207,3	20,10	0,073				
17:34	206,6	23,87	0,073				
13:15	201,0	43,55	0,079				
17:10	199,2	47,47	0,081				
07:33	199,2	61,85	0,081				
13:57	199,2	68,25	0,081				

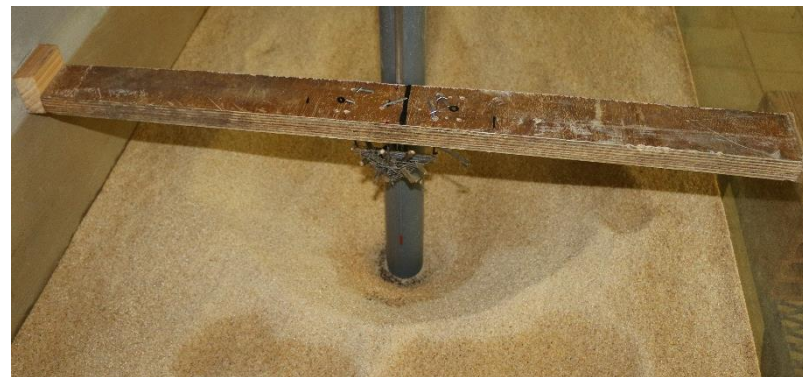


Figura 10.1 – Fotografia final do fundo

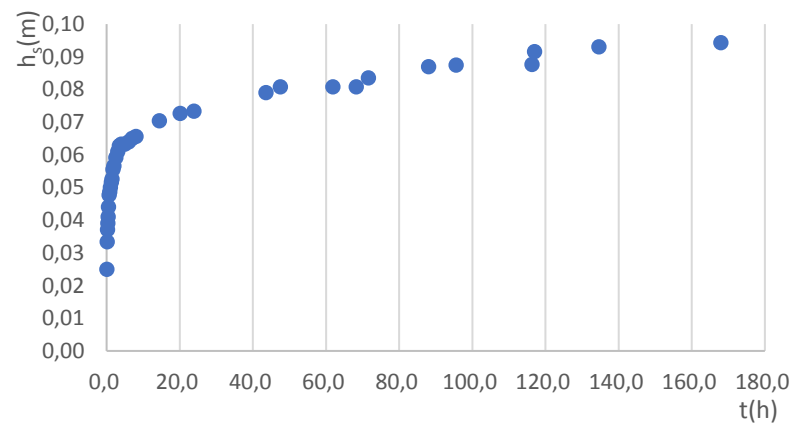


Figura 10.2 – Evolução temporal da profundidade da cavidade de

Teste	Q (l/s)	D _p (mm)	D ₅₀ (mm)	U _c (m/s)	U (m/s)	U/U _c	t (h)	h _s (mm)
T11	37,5	50	0,86	0,31	0,30	0,96	168	99,5

Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)	Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)
12:20	300,0	0,000	0,000	13:51	187,0	73,52	0,093
12:25	250,7	0,083	0,029	17:34	187,0	77,23	0,093
12:30	245,6	0,167	0,034	08:38	185,0	92,30	0,095
12:35	243,6	0,250	0,036	14:37	184,8	98,28	0,095
12:40	240,4	0,333	0,040	18:35	184,2	102,3	0,096
12:45	238,0	0,417	0,042	12:21	182,8	120,0	0,097
12:50	236,5	0,500	0,044	14:02	182,0	145,7	0,098
13:00	233,6	0,667	0,046	12:20	180,5	168,0	0,100
13:10	232,1	0,833	0,048				
13:20	230,8	1,000	0,049				
13:35	227,0	1,250	0,053				
13:50	227,0	1,500	0,053				
14:05	224,6	1,750	0,055				
14:20	224,6	2,000	0,055				
14:50	222,3	2,500	0,058				
15:20	220,7	3,000	0,059				
15:50	220,0	3,500	0,060				
16:20	218,7	4,000	0,061				
17:20	218,7	5,000	0,061				
18:20	218,0	6,000	0,062				
19:20	213,9	7,000	0,066				
20:20	211,8	8,000	0,068				
08:20	204,0	20,00	0,076				
14:29	201,3	26,15	0,079				
17:23	199,1	29,05	0,081				
08:27	194,6	44,12	0,085				
13:27	193,5	49,12	0,087				
17:37	191,1	53,28	0,089				
08:25	188,8	68,08	0,091				



Figura 11.1 – Fotografia final do fundo

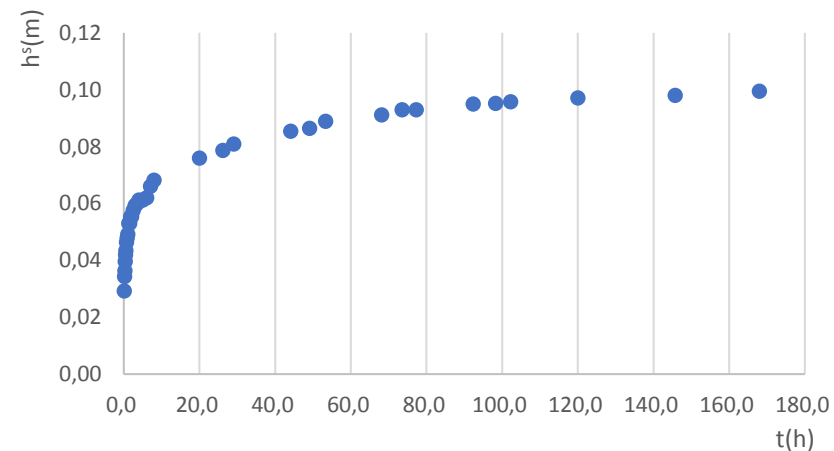


Figura 11.2 – Evolução temporal da profundidade da cavidade de erosão

Teste	Q (l/s)	D _p (mm)	D ₅₀ (mm)	U _c (m/s)	U (m/s)	U/U _c	t (h)	h _s (mm)
T12	37,5	50	0,86	0,31	0,30	0,96	168	95,8

Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)
08:13	300,0	0,000	0,000
08:18	253,6	0,083	0,026
08:23	251,7	0,167	0,028
08:28	247,6	0,250	0,032
08:33	243,6	0,333	0,036
08:38	243,0	0,417	0,037
08:43	239,5	0,500	0,041
08:53	236,6	0,667	0,043
09:03	234,8	0,833	0,045
09:13	234,0	1,000	0,046
09:28	231,1	1,250	0,049
09:43	228,2	1,500	0,052
09:58	226,7	1,750	0,053
10:13	224,0	2,000	0,056
10:43	223,7	2,500	0,056
11:13	223,6	3,000	0,056
11:43	221,2	3,500	0,059
12:13	219,9	4,000	0,060
13:13	213,4	5,000	0,066
14:13	215,5	6,000	0,065
15:13	214,6	7,000	0,065
16:13	214,2	8,000	0,066
09:55	205,5	25,70	0,075
15:38	204,1	31,42	0,076
19:08	201,6	34,92	0,078
14:03	195,5	53,83	0,085
18:31	194,3	58,30	0,086
17:30	192,3	81,28	0,088
12:09	191,7	99,93	0,088



Figura 12.1 – Fotografia final do fundo

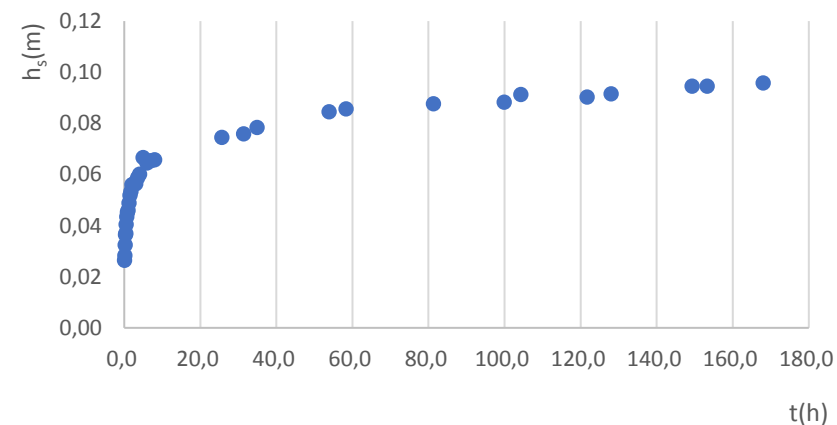


Figura 12.2 – Evolução temporal da profundidade da cavidade de erosão

Teste	Q (l/s)	D _p (mm)	D ₅₀ (mm)	U _c (m/s)	U (m/s)	U/U _c	t (h)	h _s (mm)
T13	37,5	50	0,86	0,31	0,30	0,96	168	102,0

Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)	Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)
11:45	300,0	0,000	0,000	15:01	188,0	75,27	0,092
11:50	251,4	0,083	0,029	19:03	186,4	79,30	0,094
11:55	248,0	0,167	0,032	14:03	185,7	98,30	0,094
12:00	245,5	0,250	0,035	17:50	184,8	102,1	0,095
12:05	242,1	0,333	0,038	12:02	183,8	120,3	0,096
12:10	237,9	0,417	0,042	18:00	183,8	126,3	0,096
12:15	236,9	0,500	0,043	12:40	181,1	144,9	0,099
12:25	232,8	0,667	0,047	18:38	180,6	150,9	0,099
12:35	228,7	0,833	0,051	11:45	178,0	168,0	0,102
12:45	228,0	1,000	0,052				
13:00	225,6	1,250	0,054				
13:15	224,1	1,500	0,056				
13:30	224,1	1,750	0,056				
13:45	222,5	2,000	0,058				
14:15	218,7	2,500	0,061				
14:45	217,4	3,000	0,063				
15:15	215,3	3,500	0,065				
15:45	214,9	4,000	0,065				
16:45	213,4	5,000	0,066				
17:45	211,0	6,000	0,069				
18:45	210,7	7,000	0,069				
19:45	208,4	8,000	0,072				
10:59	199,7	23,23	0,080				
12:41	198,1	24,93	0,082				
16:17	196,6	28,53	0,083				
10:33	192,3	46,80	0,087				
15:22	190,5	51,62	0,090				
19:23	190,0	55,63	0,090				
06:21	188,4	66,60	0,092				



Figura 13.1 – Fotografia final do fundo

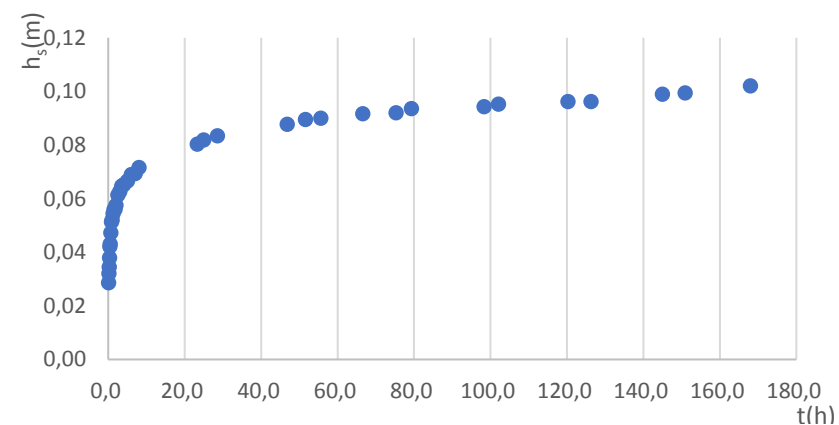


Figura 13.2 – Evolução temporal da profundidade da cavidade de erosão

Teste	Q (l/s)	D _p (mm)	D ₅₀ (mm)	U _c (m/s)	U (m/s)	U/U _c	t (h)	h _s (mm)
T14	37,5	50	0,86	0,31	0,30	0,96	168	75,9

Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)	Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)
10:41	300,0	0,000	0,000	14:11	213,0	99,50	0,067
10:46	263,8	0,083	0,016	17:04	212,5	102,4	0,068
10:51	263,8	0,167	0,016	13:33	208,2	122,9	0,072
10:56	262,0	0,250	0,018	17:27	208,2	126,8	0,072
11:01	261,1	0,333	0,019	08:13	204,1	141,5	0,076
11:06	260,5	0,417	0,020	18:03	204,1	151,4	0,076
11:11	260,1	0,500	0,020	10:41	204,1	168,0	0,076
11:21	259,2	0,667	0,021				
11:31	259,2	0,833	0,021				
11:41	259,0	1,000	0,021				
11:56	255,5	1,250	0,025				
12:11	255,0	1,500	0,025				
12:26	255,0	1,750	0,025				
12:41	253,7	2,000	0,026				
13:11	253,9	2,500	0,026				
13:41	253,2	3,000	0,027				
14:11	253,2	3,500	0,027				
14:41	253,6	4,000	0,026				
15:41	251,6	5,000	0,028				
16:41	251,6	6,000	0,028				
17:41	250,7	7,000	0,029				
18:41	250,0	8,000	0,030				
11:01	247,5	24,33	0,033				
13:56	246,7	27,25	0,033				
17:37	245,4	30,93	0,035				
13:29	228,8	50,80	0,051				
17:02	225,5	54,35	0,055				
10:53	219,5	72,20	0,061				
16:04	218,0	77,38	0,062				



Figura 14.1 – Fotografia final do fundo

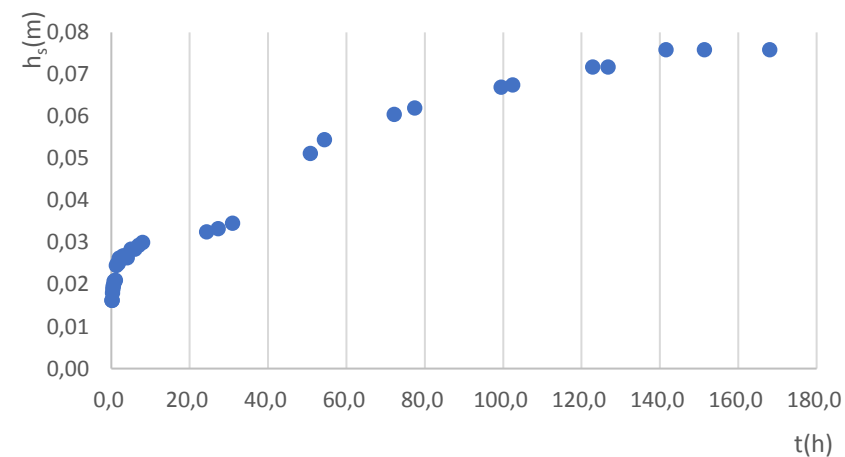


Figura 14.2 – Evolução temporal da profundidade da cavidade de erosão

Teste	Q (l/s)	D _p (mm)	D ₅₀ (mm)	U _c (m/s)	U (m/s)	U/U _c	t (h)	h _s (mm)
T15	37,5	50	0,86	0,31	0,30	0,96	168	95,0

Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)	Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)
10:22	300,0	0,000	0,000	16:34	199,7	78,20	0,080
10:27	270,2	0,083	0,010	09:59	198,7	95,62	0,081
10:32	267,8	0,167	0,012	17:43	193,2	103,4	0,087
10:37	263,5	0,250	0,017	18:07	188,8	127,8	0,091
10:42	263,0	0,333	0,017	18:27	186,5	152,1	0,094
10:47	261,7	0,417	0,018	10:22	185,0	168,0	0,095
10:52	260,6	0,500	0,019				
11:02	259,0	0,667	0,021				
11:12	259,0	0,833	0,021				
11:22	258,2	1,000	0,022				
11:37	255,0	1,250	0,025				
11:52	255,0	1,500	0,025				
12:07	254,1	1,750	0,026				
12:22	252,6	2,000	0,027				
12:52	251,4	2,500	0,029				
13:22	248,0	3,000	0,032				
13:52	247,9	3,500	0,032				
14:22	247,9	4,000	0,032				
15:22	244,0	5,000	0,036				
16:22	243,2	6,000	0,037				
17:22	238,8	7,000	0,041				
18:22	237,0	8,000	0,043				
09:23	218,0	23,02	0,062				
13:12	212,2	26,83	0,068				
18:24	208,4	32,03	0,072				
09:38	204,1	47,27	0,076				
13:42	203,7	51,33	0,076				
18:16	202,9	55,90	0,077				
10:11	200,5	71,82	0,080				



Figura 15.1 – Fotografia final do fundo

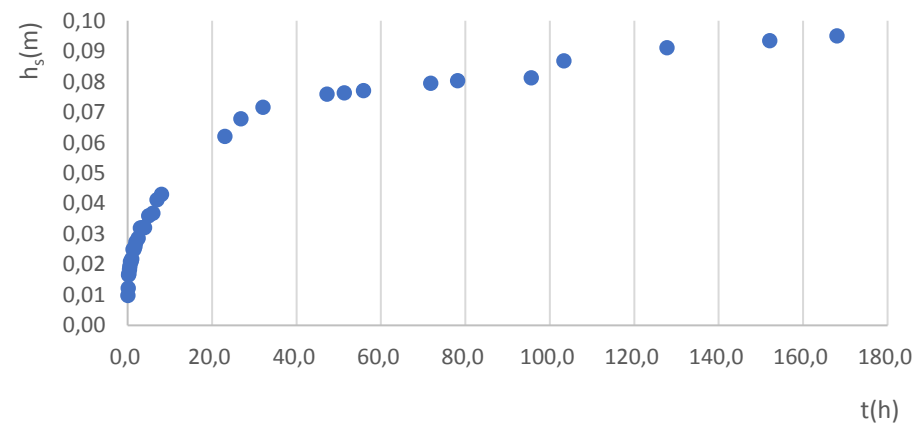


Figura 15.2 – Evolução temporal da profundidade da cavidade de erosão

Teste	Q (l/s)	D _p (mm)	D ₅₀ (mm)	U _c (m/s)	U (m/s)	U/U _c	t (h)	h _s (mm)
T16	37,5	50	0,86	0,31	0,30	0,96	168	68,3

Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)
11:35	300,0	0,000	0,000
11:40	271,7	0,083	0,008
11:45	271,1	0,167	0,008
11:50	270,6	0,250	0,009
11:55	269,5	0,333	0,011
12:00	268,6	0,417	0,011
12:05	268,5	0,500	0,012
12:15	266,5	0,667	0,014
12:25	265,3	0,833	0,015
12:35	266,0	1,000	0,014
12:50	265,1	1,250	0,015
13:05	264,1	1,500	0,016
13:20	264,0	1,750	0,016
13:35	264,0	2,000	0,016
14:05	262,7	2,500	0,017
14:35	262,7	3,000	0,017
15:05	261,0	3,500	0,019
15:35	260,0	4,000	0,020
16:35	258,0	5,000	0,022
17:35	257,6	6,000	0,022
18:35	257,5	7,000	0,023
19:35	257,2	8,000	0,023
09:08	252,2	21,55	0,028
12:34	251,9	24,98	0,028
18:56	248,8	31,35	0,031
11:17	239,0	47,70	0,041
13:28	236,6	49,88	0,043
17:48	236,6	54,22	0,043
17:02	230,5	77,45	0,050



Figura 16.1 – Fotografia final do fundo

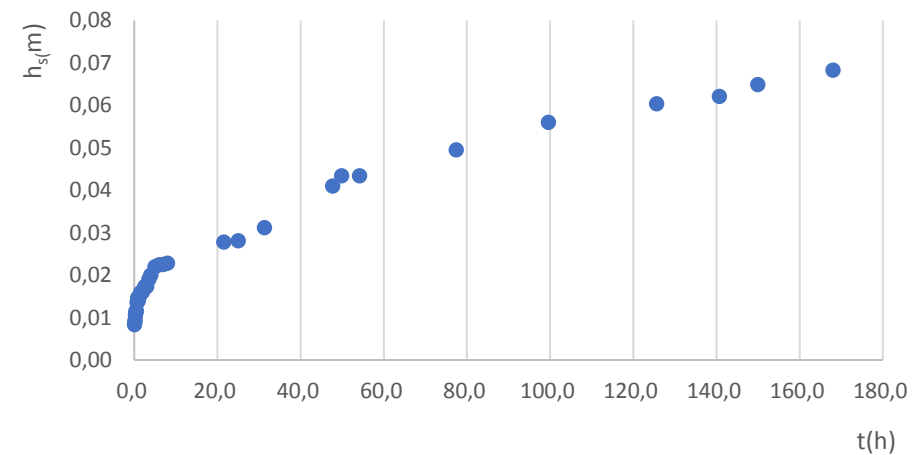


Figura 16.2 – Evolução temporal da profundidade da cavidade de erosão

Teste	Q (l/s)	D _p (mm)	D ₅₀ (mm)	U _c (m/s)	U (m/s)	U/U _c	t (h)	h _s (mm)
T17	37,5	50	0,86	0,31	0,30	0,96	168	97,6

Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)	Tempo (h)	Leitura (mm)	t (h)	hs(m)
11:06	300,0	0,000	0,000	14:33	192,2	99,45	0,088
11:11	270,0	0,083	0,010	11:25	191,0	120,3	0,089
11:16	269,5	0,167	0,011	18:12	187,0	127,1	0,093
11:21	268,4	0,250	0,012	14:02	185,6	146,9	0,094
11:26	267,3	0,333	0,013	19:10	184,7	152,1	0,095
11:31	266,6	0,417	0,013	11:06	182,4	168,0	0,098
11:36	266,6	0,500	0,013				
11:46	266,6	0,667	0,013				
11:56	266,3	0,833	0,014				
12:06	266,0	1,000	0,014				
12:21	264,0	1,250	0,016				
12:36	263,3	1,500	0,017				
12:51	263,0	1,750	0,017				
13:06	262,9	2,000	0,017				
13:36	262,6	2,500	0,017				
14:06	262,3	3,000	0,018				
14:36	261,5	3,500	0,019				
15:06	259,0	4,000	0,021				
16:06	257,0	5,000	0,023				
17:06	255,5	6,000	0,025				
18:06	254,1	7,000	0,026				
19:06	251,6	8,000	0,028				
08:31	228,2	21,42	0,052				
14:54	220,5	27,80	0,060				
18:09	219,5	31,05	0,061				
09:51	211,0	46,75	0,069				
14:21	208,5	51,25	0,072				
18:40	206,3	55,57	0,074				
11:29	199,3	72,38	0,081				



Figura 17.1 – Fotografia final do fundo

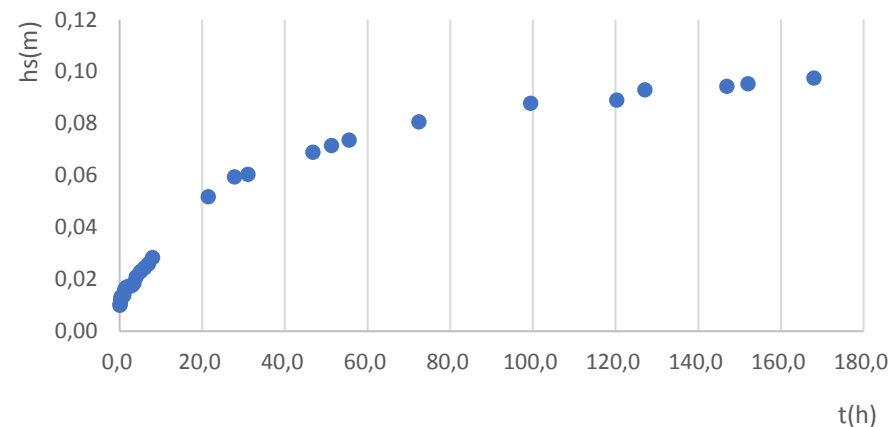


Figura 17.2 – Evolução temporal da profundidade da cavidade de erosão

Anexo II - Artigo científico submetido ao WMCAUS 2018



EFFECT OF DEBRIS ON THE LOCAL SCOUR AT BRIDGE PIERS

Ana Josefa Dias ¹, Cristina Sena Fael ², Francisco Núñez-González ³

¹ Universidade da Beira Interior, Faculdade de Engenharia, Covilhã, Portugal

² C-MADE, Faculdade de Engenharia, Universidade da Beira Interior, Covilhã, Portugal

³ Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, Germany

ABSTRACT

Scour is one of the most recurrent causes of failure of bridge structures in alluvial rivers. There exist a variety of formulas for the assessment of bridge scour characteristics and for the design of suitable protection. Nevertheless, current approaches neglect the effect of debris carried by natural streams during floods, even when the accumulation of debris can extremely amplify the action of scouring processes. Until now, very limited efforts have been conducted to systematically investigate these effects. The present study focuses on the effect of debris on the maximum clear-water scour depth at cylindrical piers inserted in uniform, fully-developed turbulent flows in wide rectangular channels with flatbed composed of uniform, non-ripple forming sand. For these purposes, an experimental campaign was carried out by performing 17 long-duration ($t_d = 7$ days) experiments. The experimental tests were performed in the hydraulic structures channel at the University of Beira Interior. The channel was 0.83 m wide, 12.0 m long and 1.0 m deep. In the central reach of the flume, a 3.75 m long and 0.83 m deep recess exists where scour is free to develop. The experiments were carried out with a cylindrical pier with 5 cm diameter and two boxes, each with debris of different dimensions, either of triangular or rectangular shape. The tests were carried out with constant approach flow depth, $d = 0.15$ m, and average approach flow velocity, U , approximately equal to the average approach flow velocity for the threshold condition of sediment entrainment, $U_c \approx 0.31 \text{ ms}^{-1}$. For this velocity, the scour depth can be expected to be maximal. The experiments will give a special focus to the development of scour as the accumulated debris increase. Moreover, the experimental results will be compared with a reference experimental run without debris, so that the increments on scour depth due to the accumulation of debris of different characteristics will be obtained and discussed. The following conclusions were obtained: i) The shape and position of the debris accumulation have a strong influence on the final scour depth. Debris on the bottom, upstream of the bridge pier, with a triangular shape, act as a scour countermeasure, reducing in our experiments the maximum scour depth; ii) The method suggested by Melville and Dongol (1992), as modified by Lagasse et al. (2010), performed well, replicating the main trends observed in the experiments; and the influence of the relative submerged ratio of the debris on the scour depth, followed the trend observed previously by Rahimi et al. (2017), with an increasing scour depth up to a critical value of the ratio, and then decreasing scour for ratios higher than this critical value.

Corresponding Author: Ana Josefa Dias

Effect of Debris on the Local Scour at Bridge Piers

Ana Josefa Dias ¹, Cristina Sena Fael ², Francisco Núñez-González ³

¹ Faculdade de Engenharia, Universidade da Beira Interior, Covilhã, Portugal

² C-MADE, Faculdade de Engenharia, Universidade da Beira Interior, Covilhã, Portugal

³ Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, Germany

Corresponding author: a27331@ubi.pt

Abstract. Scour is one of the most recurrent causes of failure of bridge structures in alluvial rivers. There is a variety of formulas for the assessment of bridge scour characteristics and for the design of suitable protection. Nevertheless, current approaches neglect the effect of debris carried by natural streams during floods, even when the accumulation of debris can extremely amplify the action of scouring processes. Until now, very limited efforts have been conducted to systematically investigate these effects. The present study focuses on the effect of debris on the maximum clear-water scour depth at cylindrical piers inserted in uniform, fully-developed turbulent flows in wide rectangular channels with flatbed composed of uniform, non-ripple forming sand. For these purposes, an experimental campaign was carried out by performing 17 long-duration ($t_d = 7$ days) experiments. The experimental tests were performed in the hydraulic structures channel at the University of Beira Interior. The channel was 0.83 m wide, 12.0 m long and 1.0 m deep. In the central reach of the flume, a 3.0 m long and 0.30 m deep recess exists where scour is free to develop. The experiments were carried out with a cylindrical pier with 0.05 m diameter and two boxes, each with debris of different dimensions, either of triangular or rectangular shape. The tests were carried out with constant approach flow depth, $d = 0.15$ m, and average approach flow velocity, U , approximately equal to the average approach flow velocity for the threshold condition of sediment entrainment, $U_c \approx 0.31$ m/s. For this velocity, the scour depth can be expected to be maximal. The experiments will give a special focus to the development of scour hole as the accumulated debris increase. Moreover, the experimental results will be compared with a reference experimental run without debris, so that the increments on scour depth due to the single debris clusters of different characteristics will be obtained and discussed. The following conclusions were obtained: i) The shape and position of the debris accumulation have a strong influence on the final scour depth. Debris placed on the bottom, upstream of the bridge pier, with a triangular shape, does not induce any increase in scour depths, the values are practically the same as the one obtained for the reference pier (without debris); ii) The method suggested by [3], as modified by [6], performed well, replicating the main trends observed in the experiments; and the influence of the relative submerged ratio of the debris on the scour depth, followed the trend observed previously by [8], with an increasing scour depth up to a critical value of the ratio, and then decreasing scour for ratios higher than this critical value.

1. Introduction

The analysis of the most frequent causes of deterioration and bridges' failures allows to conclude that the hydraulic issues are among those that lead to more serious situations. Among the most recurrent, and given its importance, are mentioned those associated with local scour next to bridge foundations (piers and abutments), and the hydrodynamic loading induced by floods or the debris accumulation in front of the bridge piers and abutments. The large wood debris carried by floods affects the morphology of the scour hole that develop next to the bridge foundations, increasing the probability of its failure. The interaction between the flow and the roughness of the debris increases the shear stress, the

turbulence, and, consequently, the scour evolution process at bridge piers [1]. Consequently, the prediction of the maximum scour depth is a key issue in bridge engineering.

Regarding the impact of the woody debris accumulation on bridge piers, which has been the focus of several researchers since the 1990s and their interest are continuously growing. The motivations have been varied and, among them, their effect on the scour processes around single piers, [2], [3], [4], [5], [6] and [7], [1], among others (as mentioned by [8] and [9]). In spite of the progresses made on this topic, the effects of debris accumulation at bridge piers scour is still a concern due to lack of knowledge ([10] and [11]).

In this scope, the objective of this experimental study was to evaluate the effect of the single debris clusters on the local scour at bridge piers. Tests were carried out under clear-water conditions, *i.e.*, conditions in which the mean velocity of the undisturbed approach flow is below or at the threshold velocity for the beginning of motion. Two positioning of the debris were considered, in the two extreme situations, either debris floating on the water surface or debris placed at the sand bed. These situations are comparable to the extreme cases described on [7], where a photographic archive served to identify common size and shapes of accumulated debris at bridge piers. Furthermore, the maximum depth of the local scour developed in the presence of the debris was compared with the maximum depth of the local scour developed without them.

2. Framework for analysis

In the case of the approach flow being fully developed and uniform in wide rectangular channels, whose bed is composed of uniform non-ripple forming sand, assuming that the local scour phenomenon around an isolated cylindrical pier occurs in clear-water conditions in the approach flow and the flow inside the scour hole is rough turbulent, it can be demonstrated that the scour depth is described by the following set of non-dimensional parameters [12]:

$$\frac{d_s}{D_p} = \Phi \left(\frac{d}{D_p}; \frac{U}{U_c}; \frac{D_p}{D_{50}}; \frac{Ut}{D_p} \right) \quad (1)$$

where d_s is the scour depth at the instant t ; D_p is the pier diameter; d is the approach flow depth; U is the average velocity of the undisturbed approach flow; U_c is the approach flow velocity for the threshold condition of the sediment entrainment; D_{50} is the median grain size; d/D_p is the flow shallowness, U/U_c is the flow intensity; D_p/D_{50} is the sediment coarseness and Ut/D_p is the non-dimensional time.

In the case of debris accumulation on bridge piers, the previous equation comes to include new parameters and can be generalized as follows:

$$\frac{d_s}{D_p} = \Phi \left(\frac{d}{D_p}; \frac{U}{U_c}; \frac{D_p}{D_{50}}; \frac{Ut}{D_p}; \frac{T}{D_p}; \frac{W}{D_p}; \frac{L}{D_p}; \frac{h_d}{D_p} \right) \quad (2)$$

where T is the thickness of debris; W is the width of debris; L is the stream-wise debris length and h_d is the debris centre distances from the flow surface.

For: i) equilibrium situation, where d_s no longer depend on time - taking the maximum value, d_{sm} ; ii) U/U_c are constant (usually $U/U_c \approx 1.0$ in laboratory conditions so as to maximize the scour depth); and iii) for cylindrical piers, with D_p/D_{50} and d/D_p constant, the equation (2) is simplified as:

$$\frac{d_{sm}}{D_p} = \Phi \left(\frac{T}{D_p}; \frac{W}{D_p}; \frac{L}{D_p}; \frac{h_d}{D_p} \right) \quad (3)$$

The function ϕ that describe the influence of the debris variables on the local scour was defined by [6], for the range of conditions tested in laboratory, through the coefficient K_{db} or a_d^*

$$K_{db} \text{ or } a_d^* = f_n \left(\frac{L}{D_p}; \frac{T}{D_p}; \frac{W}{D_p}; \frac{h_d}{D_p} \right) \quad (4)$$

According to [3], for design purposes, the scour depth with floating debris may be estimated by assuming an effective diameter, like an equivalent diameter of the pier, which is evaluated from the dimensions of the pier and debris. They provided the following equation for the calculation of the equivalent width, b_e , at bridge piers in the presence of debris accumulation.

$$b_e = \frac{K_{d1}TW + (d - K_{d1}T)D_p}{d} \quad (5)$$

where K_{d1} is the dimensional coefficient equal to 0.52 [2].

[7] based on laboratory data, proposed a modification to the equivalent width equation, since only the width and thickness of debris were considered. As there was no vertical location of the submerged debris position, it was proposed to modify the equation (5) and is denoted by a_d^* and is given by:

$$a_d^* = \frac{K_{d1}TW(L/d)^{K_{d2}} + (d - K_{d1}T)D_p}{d} \quad (6)$$

where K_{d1} is the shape factor of debris; and K_{d2} is the plunging flow intensity factor. For debris with a rectangular shape, $K_{d1} = 0.39$ and $K_{d2} = -0.79$, while for triangular-conical shapes, $K_{d1} = 0.14$ and $K_{d2} = -0.17$.

The recommended design equations for estimating an equivalent pier width for use with the HEC-18 pier scour equation are, therefore:

$$a_d^* = \frac{K_{d1}TW(L/d)^{K_{d2}} + (d - K_{d1}T)D_p}{d} \text{ for } \frac{L}{d} > 1.0 \quad (7)$$

$$a_d^* = \frac{K_{d1}TW + (d - K_{d1}T)D_p}{d} \text{ for } \frac{L}{d} \leq 1.0 \quad (8)$$

where, on the equation (7) for debris with a rectangular shape, $K_{d2} = -0.79$ and for triangular-conical shapes, $K_{d2} = -0.17$ and for the equation (8) and for debris with a rectangular shape, $K_{d1} = 0.79$, while for triangular-conical shapes, $K_{d1} = 0.21$.

3. Experimental setup and procedure

Seventeen experiments were carried out in a 12.00 m long, 0.83 m wide and 1.00 m high concrete flume located at the University of Beira Interior. Figure 1 presents the plan view of the experimental setup. The right lateral wall is made of glass panels that allow the observation of the flow in the central reach where the local scour develops. The central reach of the flume, starting at 5.15 m from the entrance, included a 3.00 m long and 0.30 m deep recess box in the channel bed. The recess box was filled with natural quartz sand of which the median diameter is $D_{50} = 0.86$ mm and the gradation coefficient is $\sigma = 1/2(D_{84.1}/D_{50} + D_{50}/D_{15.9}) = 1.36$ ($\rho_s = 2650$ kg/m³). The flume includes a hydraulic circuit where the discharge can be varied continuously between 0.0 m³/s and 0.90 m³/s and the circuit starts at a 100 m³ reservoir. At the downstream end of the flume, a tailgate allows the regulation of the water depth, which was kept equal to 0.15 m. At the entrance of the flume, one honeycomb diffuser aligned with the flow direction smoothed the flow trajectories and guaranteed the uniform cross-wise flow distribution.

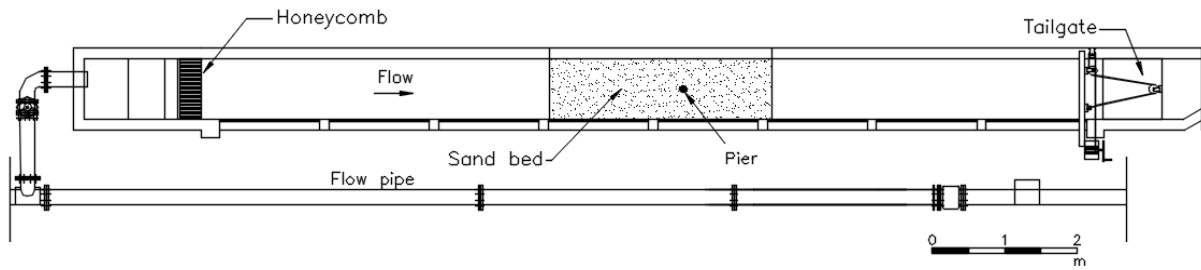
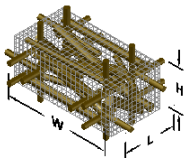
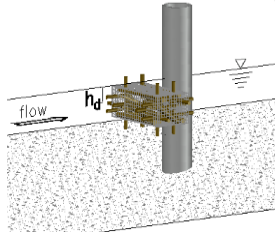
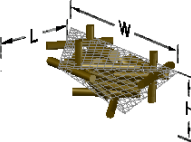
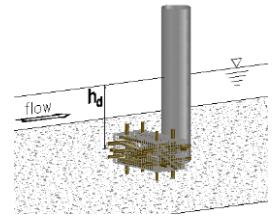


Figure 1. Plan view of the experimental setup

The pier was simulated by a 0.05 m diameter PVC pipe, and the single clusters debris was simulated by wood inserted in boxes made of wire mesh, *i.e.*, all rough and permeable. Two types of boxes were used, rectangular prism (rectangular in planform and profile) and triangular prism (triangular in planform), each one in four sizes, according to table 1, where the associated values of the width of debris normal to the flow, W , thickness of the debris, T , and the length of the debris upstream from pier face, L , are summarized. The boxes were inserted upstream of the pier at the beginning of the tests, in two forms, floating at the water surface or placed at the sand bottom, both at a distance h_d measured between the debris center and the flow surface. It should be noted that when the triangular-shaped debris are placed on the sand bottom they are placed in their inverted shape (collapsed form), as suggested by [4].

Table 1. Tested debris shapes and dimensions

Debris shape	Dimensions $W(\text{cm}) \times L(\text{cm}) \times T(\text{cm})$	Debris position	Depth $h_d(\text{cm})$
Rectangular (RT)			
	10 x 5 x 5 10 x 5 x 10 12.5 x 6.25 x 5 12.5 x 6.25 x 10		2.5 5.0
Triangular (TR)			
	10 x 5 x 5 10 x 5 x 10 12.5 x 6.25 x 5 12.5 x 6.25 x 10		10.0 12.5

Before starting each experimental test, the experimental procedure was performed: i) The pier with or without the debris was placed and fixed to the recess box floor; ii) The sand bed in the recess box was carefully leveled with the adjacent flume bed; iii) The area located around the pier or around the pier with debris was covered with a thin metallic plate; iv) The flume was then filled gradually, imposing a high water depth and a low flow velocity; v) The discharge corresponding to the approach flow velocity, measured by an electromagnetic flow meter with an accuracy of $\pm 0.5\%$ of full scale, was then adjusted to pass through the flume; vi) The flow depth was manually adjusted operating the downstream tailgate; vii) Once the discharge and flow depth were established, the metallic plate was removed and the experiment started; and viii) When a given experiment was stopped, the flume was slowly drained.

The scour depth time evolution was monitored by measuring the scour depth with the help of a point gauge, to the accuracy of ± 1 mm, every 5 minutes during the first half hour, every 10 minutes during

the next half hour, every 15 minutes during the second hour, every 30 minutes during the subsequent two hours, and then one hourly measurements were taken during four hours. On the following days, 2 to 3 measurements per day were performed. When the seventh day was completed, the experiments were stopped, in agreement with [13]. Figure 2 shows the scour depth time evolution for the reference test without debris (test T1) and runs with debris in their four variants: with rectangular and triangular boxes, either with floating debris at the water surface or debris on the sand bottom (tests T3, T7, T11 and T15), for a given size of the boxes, being similar to the remaining tests.

The sand bed reach upstream of the experimental pier stayed undisturbed through the entire duration of the experiments; this long term stability ensured that the scour depth was not supplemented by upstream bed degradation, as documented in figure 3. It should be noted here, that no ripples developed along the tests since the practically uniform sand used prevents the development of such bed forms, as referred by [17].

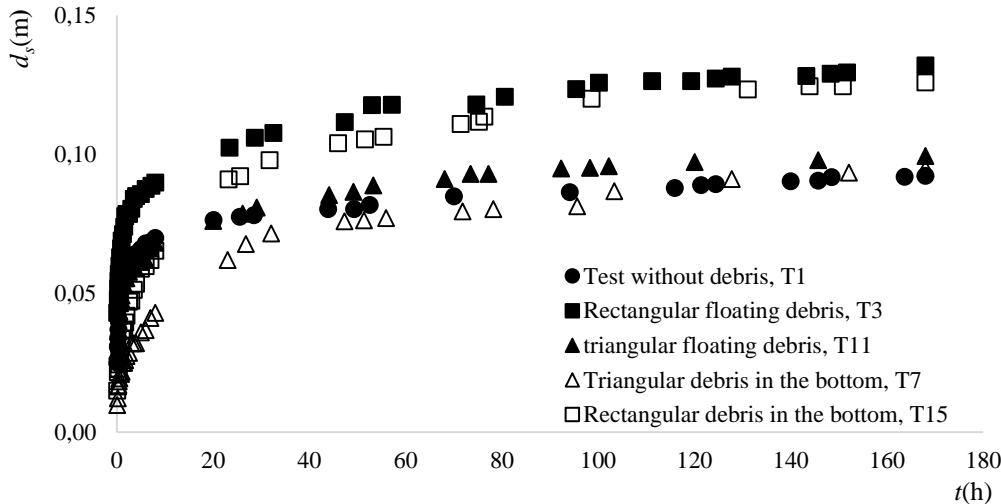


Figure 2. Scour depth time evolution, tests T1, T3, T7, T11, and T15 ($t_d = 7$ days)



Figure 3. Typical sand-bed reach of the piers at the end of the tests (test T11)

4. Results and discussions

4.1. Data characterization

The values of the control variables and non-dimensional parameters characterizing the experiments carried out in this study are summarized in table 2. Where d_{sm} is the scour depth measured at end of each experiment and $d_{sm\ ref}$ is that value obtained to the pier scour depth without debris, considered as a reference. As mentioned before, the pier diameter is constant with a value of 0.05 m, and the values considered for high relative flow depth ($d = 0.150$ m; $d/D_{50} = 174.42$) was guaranteed. The average flow intensity, U/U_c , was kept constant and equal to 0.96, with U_c being calculated through the predictor of [14] as $U_c \approx 0.31$ m/s. The approach flow Froude number, expressed by $F_r = U/(gd)^{0.5}$ is about ≈ 0.25 . The ratio of channel width to flow depth, B/d , was kept equal to 5.5, this way avoiding significant wall effects on the flow field. The ratio of channel width to pier diameter, B/D_p , is equal to 16.6. This result agrees with others reported in [15], who have suggested that contraction scour is negligible for values of B/D_p as low as 2.0 to 2.5. Also, according to [16], contraction scour is null for $B/D_p \geq 10$. Thus, it is safe to state that contraction effects were not present in the present study. In fact, contraction scour seemed absent since no bed degradation was observed over the contracted cross sections [17]. From Table 2 it can be concluded that the scour depth is lower for the cases where the debris are on the sand bottom in comparison to floating debris. Conclusion that goes in line with the one mentioned by [1], where it refers that the debris accumulation was found to generally increase scour. However, when placed at the and bottom tends to reduce the scour depth.

Table 2. Characteristics of control variables and non-dimensional parameters carried out in this study

Test	Debris		Dimensions				Scour		Parameters		
	Shape	Laying	W (cm)	L (cm)	T (cm)	h_d (cm)	V (cm ³)	d_{sm} (cm)	d_{sm}/d_{smref} (-)	d_{sm}/D_p (-)	h_d/d (-)
1	-	-	-	-	-	-	-	9.23	1.00	1.85	-
2	RT	F	10	5	5	2.5	88.08	12.01	1.30	2.40	0.17
3	RT	F	10	5	10	5.0	130.14	13.20	1.43	2.64	0.33
4	RT	F	12.5	6.25	5	2.5	140.74	13.16	1.43	2.63	0.17
5	RT	F	12.5	6.25	10	5.0	246.87	14.39	1.56	2.88	0.33
6	RT	B	10	5	5	12.5	88.08	10.20	1.11	2.04	0.83
7	RT	B	10	5	10	10.0	130.14	12.59	1.36	2.52	0.67
8	RT	B	12.5	6.25	5	12.5	140.74	8.09	0.88	1.62	0.83
9	RT	B	12.5	6.25	10	10.0	246.87	14.20	1.54	2.84	0.67
10	TR	F	10	5	5	2.5	17.51	9.43	1.02	1.89	0.17
11	TR	F	10	5	10	5.0	28.52	9.95	1.08	1.99	0.33
12	TR	F	12.5	6.25	5	2.5	33.87	9.58	1.04	1.92	0.17
13	TR	F	12.5	6.25	10	5.0	48.39	10.20	1.11	2.04	0.33
14	TR	B	10	5	5	12.5	17.51	7.59	0.82	1.52	0.83
15	TR	B	10	5	10	10.0	28.52	9.50	1.03	1.90	0.67
16	TR	B	12.5	6.25	5	10.0	33.87	6.83	0.74	1.37	0.67
17	TR	B	12.5	6.25	10	12.5	48.39	9.76	1.06	1.95	0.83

RT – Rectangular debris; TR – Triangular debris; F – Floating; B – Bottom

4.2. Effect of debris shape

As previously mentioned, in this study two boxes of debris with rectangular and triangular shape, floating or placed at the sand bottom were tested. In figure 4 the effect of the debris shape on the relative scour depth, $d_{sm}/d_{sm\ ref}$, is presented. As can be seen, the rectangular shape leads to greater scour depths. A similar conclusion to that is described by [9]. It is still possible to verify that the scour depth is more sensitive to the shape than to the increase in the size of the debris. Excluding test 8, the same conclusion may be drawn with respect to its relative submersion, h_d/d , presenting an average value of 44% higher

than the value obtained without debris. These results are similar to those obtained by [11]. On the other hand, the triangular configuration does not induce any increase in scour depths, the values are practically the same as the one obtained for the reference pier (without debris). According to [9], the higher depths of the scour hole at bridge piers with rectangular debris results from the drastic deflection of the current lines when they collide with the pier, leading to a greater separation of the flow and the formation of stronger wake vortexes behind them.

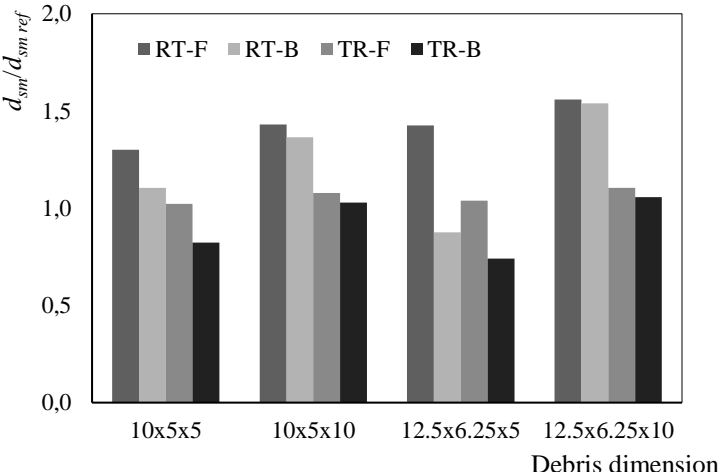


Figure 4. Variation of $d_{sm}/d_{sm\ ref}$ with the debris shape

4.3. Maximum scour depth

Figure 5 shows the variation of the maximum scour depth measured, d_{sm} , with the effective volume of the debris, V . The figure also includes the curve obtained in the present study, excluding in that evaluation the tests 8, 14 and 17, given that they have values smaller than the obtained with isolated pier. From the results, it can be concluded that d_{sm} increases with the effective volume of the debris, as seen in the obtained equation,

$$d_{sm} = 5.243V_e^{0.179} \tag{9}$$

whose correlation coefficient is $R^2 = 0.88$.

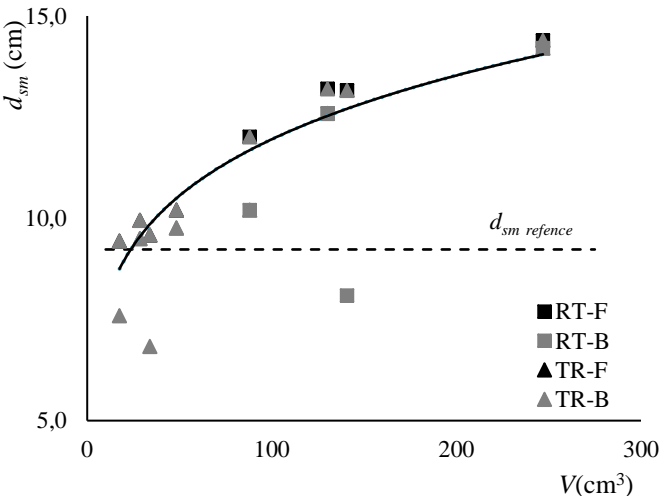


Figure 5. Variation of d_{sm} measured with debris effective volume

Then, the d_{sm} measured are compared with the results obtained by [9], for simple piers. The figure 6 a) presents the values of the relative scour depth, d_{sm}/d_{ref} , with the relative submerged ratio, h_d/d , for 8h runs and 8 b) for 168h (7 days) runs. It should be noted that [9] only obtained results for 8h runs.

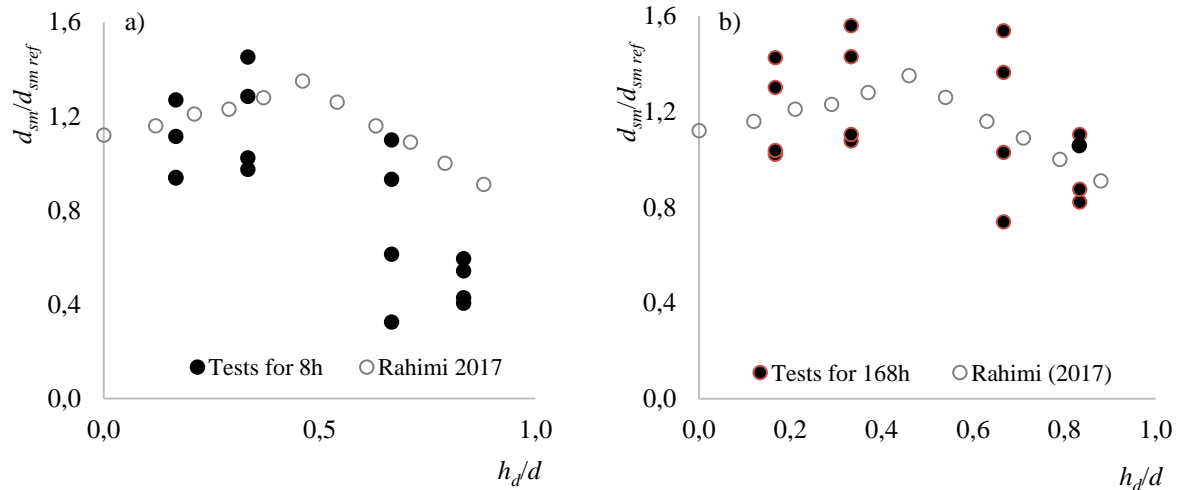


Figure 6. Variation of d_{sm}/d_{ref} vs. h_d/d : a) for $t_d = 8h$; b) for $t_d = 168h$

The conclusion is similar to that reported by [9]. Where it was found that the maximum scour depth increased by increasing the debris relative submerged ratio and reached a maximum value at $h_d/d = 0.33$; for higher relative submerged ratios, [9] found that the scour depth decreased, and eventually reached a smaller value than at piers without debris. In other words, [9] found that by increasing the distance between the debris and the flow surface, the strength of the down flow jet increased, while further increments of h_d/d caused decreasing scour depths [9].

Lastly, the measured d_{sm} values for all runs with debris are compared with those predicted based on the CSU equation, as suggested in HEC-18 [18]:

$$\frac{d_{sm}}{D_p} = 2K_1K_2K_3K_4 \left(\frac{d}{D_p} \right)^{0.35} F_r^{0.43} \quad (9)$$

where, D_p is the effective pier width with debris, K_1 is the correction factor for pier nose shape, K_2 is the correction factor for angle of attack of flow, K_3 is the correction factor for bed conditions and K_4 is the correction factor for armoring by bed material size. In the conditions of the present study, $K_1 = K_2 = K_4 = 1.0$ and $K_3 = 1.1$, and the equation 9 reduces to:

$$\frac{d_{sm}}{D_p} = 2 \times 1.1 \left(\frac{d}{D_p} \right)^{0.35} F_r^{0.43} \quad (10)$$

For that, it will be necessary to evaluate previously the effective pier width with debris. In figure 7 the equivalent diameters proposed by [3] are analyzed and are obtained through the coefficients K_{d1} and K_{d2} of [7]. Also included were the results obtained by [7] for the case of floating debris at the water surface and $U/U_c = 1.0$. It should be noted that the Melville-Dongol equation does not take into account the shape of the debris (e.g., rectangular vs. triangular) and nor does it consider the debris length extending upstream from the pier. The comparison existing in figure 5, is done through the values considered by [3] (equation (6)) with values proposed by [7] and for b_e the values considered by [2]. The results obtained from b_e and a_d^* are similar for rectangular debris with an average deviation of 6%, whereas for triangular debris the differences is higher, with an average deviation of 14%.

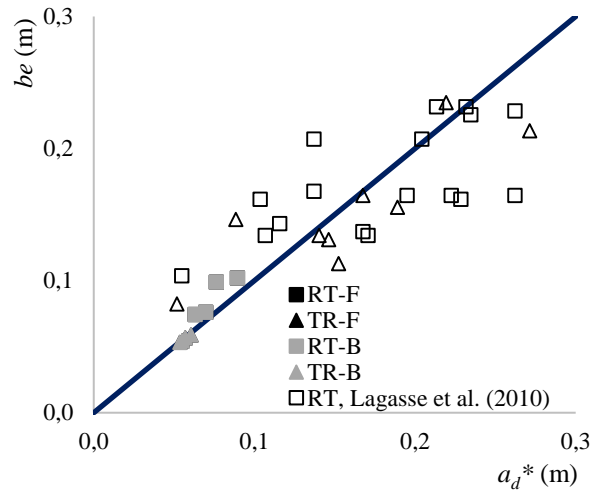


Figure 7. Variation of the modified effective width to the effective width

In figure 8 a) and b) the CSU equation was used, in the figure 8 a) considering that the D_p is the pier width calculated using the modified version of Melville-Dongol equation (equation 6) whereas in the figure 8 b) the D_p is the pier width calculated using the recommended version of the Melville-Dongol equation (equation 8). Also included were the results obtained by [7] for the case of the floating debris at the water surface and $U/U_c = 1.0$.

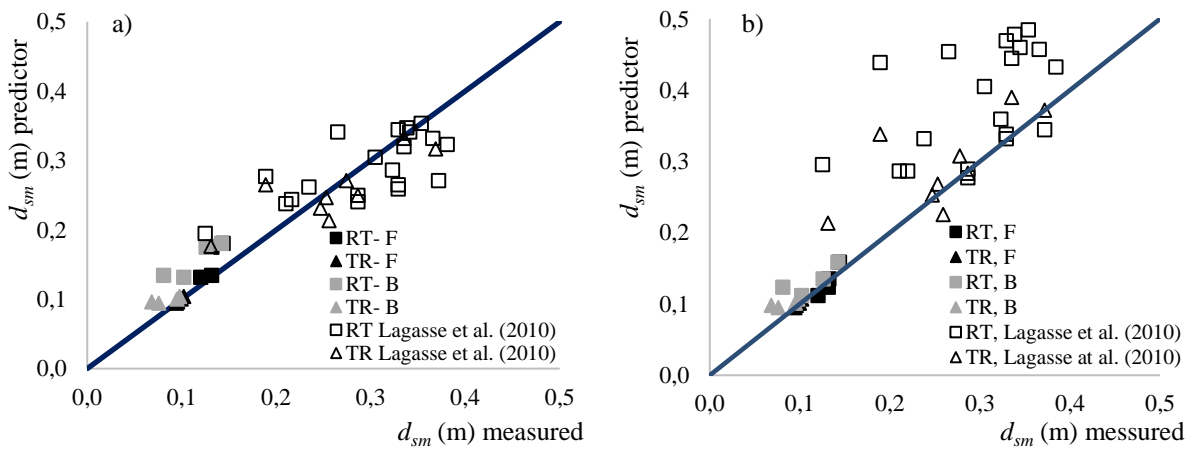


Figure 8. Measured d_{sm} vs. corresponding predictions according to CSU equation; a) Melville-Dongol modified equation; b) Melville-Dongol recommended equation

From the analysis of Figure 8, it can be seen that the prediction made with Melville-Dongol recommended equation is higher than the measured one and that the Melville-Dongol modified equation gives a better prediction since it fits better to the experimental results.

5. Conclusions

The present study focuses on the effects of debris shape on the maximum scour depth at uniform single pier. It covers two different debris shapes. Experiments were run for clear-water flatbed uniform flow, in a rectangular channel whose bed is composed of uniform, non-ripple forming sand. From the previous discussion, it can be concluded that:

- i) The shape and position of the debris accumulation have a strong influence on the final scour depth. Debris on the bottom, upstream of the bridge pier, with a triangular shape, act as a scour countermeasure, reducing in our experiments the maximum scour depth up to a 26%;
- ii) The method suggested by [3], as modified by [7], performed well, replicating the main trends observed in the experiments;
- iii) In the experiments, the influence of the relative submerged ratio of the debris on the scour depth, followed the trend observed previously by [9], with an increasing scour depth up to a critical value of the ratio, and then decreasing scour for ratios higher than this critical value. Nevertheless, such a trend was only evident when scour depths at the end of 168h were considered, which gives evidence that scour experiments of this type must be carried out over long time periods.

Acknowledgments

This work was partially funded by projects RECI/ECM-HID/0371/2012 (FEDER, program COMPETE, Portuguese Foundation for Science and Technology, FCT) and PTDC/ECM/101353/2008 (FCT).

References

- [1] S. Pagliara, and I. Carnacina, “Temporal scour evolution at bridge piers: effect of wood debris roughness and porosity,” *Journal of Hydraulic Research*, 48(1), pp. 3–13, 2010.
- [2] M. S. Dongol, “Effect of Debris Rafting on Local Scour at Bridge Piers,” *Report No. 473*, School of Engineering, University of Auckland, Auckland, New Zealand, 1989.
- [3] B. W. Melville, and D. M. Dongol, “Bridge Pier Scour with Debris Accumulation,” *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, 118(9), pp. 1306–1310, 1992.
- [4] T. H. Diehl, and B. A. Bryan, “Supply of Large Woody Debris in a Stream Channel,” *1993 National Conference on Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers*, vol. 1, pp. 1055–1060, 1993.
- [5] D. Lyn, T. Cooper, A. Rao, Y. Yi, and R. Sinha, “Debris Accumulation at Bridge Crossings: Laboratory and Field Studies,” *Joint Transportation Research Program 10*, pp. 2–59, 2003.
- [6] L. W. Zevenbergen, P. F. Lagasse, and P. E. Clopper, “Effects of Debris on Bridge Pier Scour,” *World Environmental and Water Resources Congress 2007*, 2007.
- [7] P. F. Lagasse, P. E. Clopper, L. W. Zevenbergen, J. W. Spitz, and L. G. Girard, “Effects of Debris on Bridge Pier Scour,” *NCHRP Report 653, Transportation Research Board of the National Academies*, Washington, 2010.
- [8] P. N. D. Cicco, E. Paris, and L. Solari, “Flume experiments on bridge clogging by woody debris: the effect of shape of piers,” *36th IAHR World Congress*, The Netherlands, 2015.
- [9] E. Rahimi, K. Qaderi, M. Rahimpour, and M. M. Ahmadi, “Effect of Debris on Pier Group Scour: An Experimental Study,” *Journal of Civil Engineering*, pp. 1–10, 2017.
- [10] C. Sok, J. H. Park, and Y. D. Kim, “Experimental study on the effects of debris accumulation on bridge pier scour,” *Korea Water Resources Association*, 2013.
- [11] J. H. Park, C. Sok, C. K. Park, and Y. D. Kim, “A Study on the Effects of Debris Accumulation at Sacrificial Piles on Bridge Pier Scour: I. Experimental Results,” *KSCE Journal of Civil Engineering*, 20(4), pp. 1546–155, 2016.
- [12] C. Fael, “Local scour at bridge abutments and countermeasures,” *PhD Thesis*, Portugal, 2007 (in Portuguese).
- [13] G. Simarro, C. Fael, and H. Cardoso, “Estimating equilibrium scour depth at cylindrical piers in experimental studies,” *Journal of Hydraulic Engineering*, 137(9), pp. 1089–1093, 2011.
- [14] C. R. Neil, “Mean velocity criterion for scour of coarse uniform bed-material,” *the 12th IAHR Congress*, 3(C6), pp. 1–9, 1967.
- [15] H. N. C. Breusers, and A. Raudkivi, “Scouring, hydraulic structures design manual,” *A. A. Balkema*, Rotterdam, The Netherlands, 1991.
- [16] F. Ballio, A. Teruzzi, and A. Radice, “Constriction effects in clear-water scour at abutments,” *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, 135(2), pp. 140–145, 2009.

- [17] C. Fael, R. Lança, and H. Cardoso, “Effect of pier shape and pier alignment on the equilibrium scour depth at single piers,” *International Journal of Sedimentation Research*, vol. 31, pp. 244–250, 2016.
- [18] E. V. Richardson, and S. R. Davis, “Evaluating scour at bridges,” *4th ed.: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Hydraulic Engineering Circular 18, Publication FHWA NHI 01-001*, 2001.