



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR

Engenharia

# Estudo das erosões localizadas junto de grupos de estacas cilíndricas.

**Marta Isabel Jorge da Fonseca**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

**Engenharia Civil**

(2º ciclo de estudos)

Covilhã, Junho de 2011



## Agradecimentos

O presente estudo resulta da junção de esforços e dedicação de um conjunto de pessoas que me inspiraram e ajudaram a alcançar os objectivos pretendidos, bem como o sucesso desta dissertação.

À Professora Doutora Cristina Maria Sena Fael, orientadora desta dissertação, o meu fortíssimo agradecimento e apreço pelo empenho, dedicação, disponibilidade, incentivo e todos os ensinamentos facultados. Um obrigado também por atizar a beleza da aprendizagem, da dedicação e do rigor.

Ao Professor Rui Lança um muito obrigado pela paciência, colaboração, apoio, disponibilidade e contributo para o enriquecimento científico que fomentaram a realização deste estudo.

Ao Sr. Jorge Barros, técnico do laboratório de Hidráulica da Universidade da Beira Interior, e ao Eng. Ricardo Azevedo, um muito obrigada pela paciência, disponibilidade e apoio prestado para o sucesso do trabalho experimental. Agradeço, também, os momentos de boa disposição proporcionados.

Ao Professor Doutor Luís Andrade Pais agradeço a colaboração e faculdade de ensinamentos no âmbito da Mecânica dos Solos que contribuiu para o aperfeiçoamento deste estudo.

Ao Professor Pedro Gabriel Almeida agradeço a colaboração prestada na realização do levantamento topográfico.

Aos restantes técnicos do Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura (DECA) da Universidade da Beira Interior (UBI), nomeadamente o Sr. António Varandas e o Sr. Albino Alves, agradeço a capacidade técnica e experiência colocadas à minha disposição e também os momentos de boa disposição facultados.

Um agradecimento singular aos meus pais e irmão pelo amor, pela paciência e pelo apoio incondicional demonstrado inúmeras vezes durante esta etapa da minha vida.

Aos meus amigos cujo entusiasmo, estímulo e compreensão foram essenciais para a conclusão deste trabalho, muito obrigado.

A todos o meu obrigado pela amizade engenho e alma e por me lembrarem que cada dia oferece a possibilidade de novas conquistas.



## Resumo

Nas últimas décadas foram desenvolvidos inúmeros estudos sobre o tema das erosões localizadas, com o intuito de caracterizar o processo erosivo e de quantificar a profundidade das cavidades de erosão. Todavia, devido à complexidade dos fenómenos envolvidos, ainda subsistem dúvidas quanto ao grau de rigor das previsões fornecidas por essas formulações.

O presente estudo pretende contribuir para alargar o conhecimento das erosões localizadas junto de grupos de estacas. Deste modo, foi realizada uma campanha experimental no canal de Hidráulica e Morfologia Fluvial da UBI, com o intuito de analisar a influência do espaçamento entre estacas e do número de linhas de estacas alinhadas na profundidade da cavidade de erosão, na evolução temporal dessa mesma cavidade e na caracterização da profundidade de equilíbrio de erosão.

A campanha experimental foi realizada para condições de escoamento sem transporte sólido generalizado, onde foram mantidas as condições hidráulicas (altura do escoamento de aproximação e a respectiva velocidade média), variando o espaçamento entre estacas e o número de linhas de estacas alinhadas.

De acordo com os objectivos da presente dissertação, e tendo por base os resultados obtidos experimentalmente, é possível concluir que o espaçamento entre estacas apresenta uma influência relevante na profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão. Já o número de linhas de estacas alinhadas apresenta uma influência menos significativa.

De modo a complementar o estudo, foi levada a cabo uma análise comparativa entre os valores obtidos experimentalmente e os previstos por outros autores, a fim de determinar as metodologias que melhor se ajustam ao presente caso de estudo.

As formulações que melhor se ajustam ao presente caso de estudo são as sugeridas por SHEPPARD (2005), para pilares simples e complexos e por SHEPPARD e JONES (2000), para pilares de grandes dimensões, caso os grupos de estacas apresentem espaçamento igual a 0,05 m, e ainda a proposta por RICHARDSON e DAVIS (2001) para pilares complexos, caso os grupos de estacas apresentem espaçamentos superiores.

**PALAVRAS-CHAVE:** Erosões localizadas, grupo de estacas, campanha experimental, espaçamento entre estacas, número de linhas de estacas alinhadas.



# Abstract

During the past few decades, several studies have been developed on the subject of local scour, in order to characterize the scour process and quantify the scour depth. Even so, due to the complexity of the involved phenomena, doubts still remain about the accuracy of the forecasts provided by these formulations.

The present study intends to contribute to extend the knowledge of local scour close to pile groups. With this purpose, an experimental test was carried out in the UBI channel, in order to analyze the influence of the distance between piles and the number of piles inline on the scour hole, on the time evolution of the scour depth, and on the equilibrium scour depth.

These experimental tests were carried out for clear-water flow conditions, where the hydraulic conditions were maintained (depth of approach flow, and respective average velocity), ranging the distance between piles and the number of piles inline.

According to the goals of the present dissertation, and taking in count the results obtained in laboratory, is possible to conclude that the distance between piles presents a relevant influence as far as the equilibrium scour depth is concerned. As for the number of piles inline a less significant influence was verified.

Thus, in order to complement this study, a comparative analysis between the values obtained in laboratory and those foreseen by the authors was carried out with the aim to determine the most adequate methodologies to adopt in this case study.

The formulations that best adjust to the present case study are the suggested by SHEPPARD (2005), for simple and complex piers, and by SHEPPARD and JONES (2000), for wide piers, in case the pile groups present a distance between pile axes of 0,05 m, and also the suggested by RICHARDSON and Davis (2001) for complex piers, in case the pile groups present wider distances.

KEY WORDS: Local scour, pile group, experimental test, distance between piles, number of piles inline.



# Índice

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Apresentação e enquadramento do estudo .....	1
1.2. Organização da dissertação.....	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	4
2.1. Introdução.....	4
2.2. Erosão localizada junto de pilares simples .....	5
2.2.1. Considerações gerais.....	5
2.2.2. Avaliação da profundidade máxima de erosão .....	7
2.2.3. Aplicação à presente investigação .....	11
2.3. Erosão localizada junto de pilares de grandes dimensões .....	12
2.3.1. Considerações gerais.....	12
2.3.2. Avaliação da profundidade máxima de erosão .....	12
2.3.3. Aplicação à presente investigação .....	13
2.4. Erosão localizada junto de pilares complexos .....	14
2.4.1. Considerações gerais.....	14
2.4.2. Determinação da profundidade máxima de erosão segundo SHEPPARD (2005) ....	15
2.4.2.1. Previsão da profundidade máxima de erosão - CASO 1 .....	17
2.4.2.2. Previsão da profundidade máxima de erosão - CASO 2 .....	21
2.4.2.3. Previsão da profundidade máxima de erosão - CASO 3 .....	24
2.4.3. Determinação da profundidade máxima de erosão segundo RICHARDSON e DAVIS (2001) .....	26
2.4.4. Aplicação à presente investigação .....	30

3.	INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL E EQUIPAMENTOS .....	32
3.1.	Considerações gerais .....	32
3.2.	Descrição do canal de Hidráulica e Morfologia Fluvial .....	33
3.3.	Material granular do fundo .....	37
3.4.	Descrição do grupo de estacas .....	41
3.5.	Equipamento de medição.....	41
3.5.1.	Medição do caudal.....	42
3.5.2.	Medição do nível da superfície livre do escoamento e da profundidade das cavidades de erosão .....	42
3.6.	Procedimento experimental .....	43
4.	CARACTERIZAÇÃO DE CAVIDADES DE EROÇÃO JUNTO DE GRUPOS DE ESTACAS .....	46
4.1.	Considerações gerais .....	46
4.2.	Apresentação e discussão dos resultados .....	48
4.2.1.	Caracterização dos resultados .....	48
4.2.1.1.	Profundidade de equilíbrio e tempo de equilíbrio .....	48
4.2.1.2.	Efeito do espaçamento na evolução temporal e na profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão .....	51
4.2.1.3.	Efeito do número de alinhamentos na evolução temporal da profundidade de erosão.....	54
4.2.2.	Comparação entre os valores da profundidade de equilíbrio obtidos experimentalmente e previstos pelas metodologias .....	56
4.2.2.1.	Profundidade de equilíbrio segundo SHEPPARD (2005) e RICHARDSON e DAVIS (2001) para pilares simples .....	56
4.2.2.2.	Profundidade de equilíbrio segundo JOHNSON e TORRICO (1994) e SHEPPARD e JONES (2000) para pilares de grandes dimensões.....	57
4.2.2.3.	Profundidade de equilíbrio segundo SHEPPARD (2005) e RICHARDSON e DAVIS (2001) para pilares complexos.....	58
4.2.3.	Diâmetro equivalente associado à profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão.....	60

4.2.4. Influência do espaçamento na profundidade de equilíbrio, de acordo com ATAIE-ASHTIANI e BEHESHTI (2006).....	62
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS INVESTIGAÇÕES .....	64
5.1. Conclusões .....	64
5.2. Sugestões para futuras investigações.....	65
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	67
ANEXOS .....	A1



# Índice de Figuras

Figura 1- Alteração do campo de pressões do escoamento a montante de um pilar (FAEL, 2007). .....	6
Figura 2- Estrutura do escoamento junto de pilares e acção sobre a morfologia dos fundos (Adaptado de FAEL, 2007). .....	7
Figura 3 - Secções de pilares mais comuns (adaptado de RICHARDSON e DAVIS, 2001). .....	8
Figura 4 - Representação dos elementos que constituem um pilar complexo (adaptado de SHEPPARD, 2005). .....	14
Figura 5 - Diâmetro equivalente de um pilar complexo (adaptado de SHEPPARD, 2005). .....	15
Figura 6 - Diâmetros equivalentes (a) da coluna ou pilar, (b) do maciço de encabeçamento e (c) do grupo de estacas (adaptado de SHEPPARD, 2005). .....	16
Figura 7 - Representação do posicionamento do pilar complexo para os três casos (adaptado de SHEPPARD, 2005). .....	17
Figura 8 - Representação de $f_1$ e $f_2$ num maciço de encabeçamento de forma rectangular (adaptado de SHEPPARD, 2005). .....	19
Figura 9 - Representação de $Y_m$ , $Y'_m$ , $T$ e $T'$ (adaptado de SHEPPARD, 2005). .....	22
Figura 10 - Mudança de referencial quando o grupo de estacas se encontra exposto (adaptado de SHEPPARD, 2005). .....	24
Figura 11 - Representação das variáveis segundo RICHARDSON e DAVIS (adaptado de RICHARDSON e DAVIS, 2001). .....	27
Figura 12- - Representação do posicionamento do pilar complexo para os dois casos definidos segundo a metodologia de RICHARDSON e DAVIS (2001). .....	28
Figura 13 - Caracterização do grupo de estacas (adaptado de SHEPPARD, 2005). .....	32
Figura 14 - Esquematização do canal de Hidráulica e Morfologia Fluvial (Adaptado de FAEL 2007). .....	34
Figura 15 - Trecho do canal hidráulico. ....	35

Figura 16 - Entrada do canal vista de montante. ....	35
Figura 17 - Secção final do canal hidráulico. ....	36
Figura 18 - Curva de distribuição granulométrica da areia do fundo. ....	38
Figura 19 - Relação entre Tensão de Corte e Deslocamento Horizontal do material de fundo, para as diferentes Tensões Normais aplicadas. ....	39
Figura 20 - Relação entre a tensão de corte e a tensão normal da areia, bem como os valores da coesão e do ângulo de atrito. ....	39
Figura 21 - Colocação do grupo de estacas fixo na zona central e pormenor da instalação das estacas no fundo. ....	41
Figura 22 - Debitómetro electromagnético: (a) primário e (b) secundário (FAEL 2007). ....	42
Figura 23 - a) Hidrómetro de ponta direita instalado na ponte rolante, b) pormenor da ponta do hidrómetro instalado na barra de alumínio. ....	43
Figura 24 - Fundo do material sólido nivelado. ....	44
Figura 25 - Grupo de estacas protegido pelas placas, geotêxtil e tijolo. ....	44
Figura 26 - Desenho esquemático dos grupos de estacas testados na campanha experimental do presente estudo. ....	47
Figura 27 - Identificação da fase de equilíbrio de acordo com CARDOSO e BETTESS (1999). (ensaio 7: $U=0,31 \text{ ms}^{-1}$ ; $C_{ge}= 0,15 \text{ m}$ ) ....	49
Figura 28 - Evolução temporal das cavidades de erosão para grupos de estacas com $m=1$ . ...	52
Figura 29 - Evolução temporal das cavidades para grupos de estacas com $m=2$ . ....	52
Figura 30 - Evolução temporal das cavidades para grupos de estacas com $m=3$ . ....	52
Figura 31 - Variação da profundidade de equilíbrio com o espaçamento entre as estacas. ....	53
Figura 32 - Evolução temporal das cavidades de erosão para os ensaios com $S=0,30\text{m}$ . ....	54
Figura 33 - Evolução temporal das cavidades de erosão para os ensaios com $S=0,15\text{m}$ . ....	54
Figura 34 - Evolução temporal das cavidades de erosão para os ensaios com $S=0,10\text{m}$ . ....	55
Figura 35 - Evolução temporal das cavidades de erosão para os ensaios com $S=0,05\text{m}$ . ....	55

Figura 36 - Valor da profundidade de equilíbrio obtida e prevista segundo RICHARDSON e DAVIS (2001) e SHEPPARD (2005), para: a)  $S=0,30$  m e b)  $S=0,05$  m. .... 56

Figura 37 - Valores da profundidade de equilíbrio obtida e prevista segundo JOHNSON e TORRICO (1994) e SHEPPARD e JONES (2000) para o ensaio 12 ( $m=3$  e  $S=0,05$  m). .... 57

Figura 38 - Profundidades de equilíbrio obtidas e previstas segundo SHEPPARD (2005) e RICHARDSON e DAVIS (2001), para: a)  $S=0,30$  m; b)  $S=0,15$  m; c)  $S=0,10$  m e d)  $S=0,05$  m. ... 58

Figura 39 - Relação entre  $h_{se(exp)}/h_{se(estaca)}$  e  $S/b_e$  para o presente estudo. .... 62



# Índice de Tabelas

Tabela 1 - Valores de $K_f$ para as diferentes geometrias das faces dos pilares. ....	9
Tabela 2 - Valores de $K_\theta$ para os diferentes ângulos de incidência. ....	9
Tabela 3 - Valores de $K_{cf}$ para diferentes configurações do leito. ....	10
Tabela 4 - Percentagem de sedimento que passa pelos peneiros. ....	38
Tabela 5 - Resultados obtidos experimentalmente para a análise da densidade específica da areia. ....	40
Tabela 6 - Valores das variáveis características dos ensaios obtidos no presente estudo. ....	50
Tabela 7 - Desvio entre os valores da profundidade de erosão obtidos no pilar P31 e nos restantes pilares onde se registou esse máximo. ....	51
Tabela 8 - Diâmetros equivalentes associados aos resultados obtidos experimentalmente e aos obtidos com base nas metodologias sugeridas por SHEPPARD (2005) e RICHARDSON e DAVIS (2001). ....	60
Tabela 9 - Parâmetros presentes nas metodologias de SHEPPARD (2005) e RICHARDSON e DAVIS (2001) ....	61



# Simbologia

$B$	Largura da secção transversal do canal
$b_e$	Largura projectada não sobreposta de uma estaca no plano normal ao escoamento
$b_{ge}$	Soma das larguras projectadas não sobrepostas das estacas no plano normal ao escoamento
$b_m$	Diâmetro ou largura do maciço de encabeçamento
$c'$	Coesão do material sólido do fundo
$C_{ge}$	Comprimento do grupo de estacas
$C_m$	Comprimento do maciço de encabeçamento
$C_{pilar}$	Comprimento do pilar
$d$	Largura ou diâmetro da secção do pilar
$D$	Diâmetro equivalente do pilar complexo
$D_{50}$	Diâmetro mediano do material do fundo
$D_{ge}$	Diâmetro equivalente do grupo de estacas
$D_{ge (exp)}$	Diâmetro equivalente do grupo de estacas de modo a auferir a profundidade de equilíbrio obtida experimentalmente
$D_m$	Diâmetro equivalente do maciço de encabeçamento
$D_{m(i)}$	Valor da primeira iteração para $D_m$
$D_{pilar}$	Diâmetro equivalente da coluna ou pilar
$D_{pilar (j)}$	Diâmetro equivalente atenuado do pilar
$D_{pilar (max)}$	Diâmetro máximo equivalente da coluna ou pilar
$D_{pilar (min)}$	Diâmetro mínimo equivalente da coluna ou pilar
$D_{(pilar + m)(i)}$	Valor da profundidade de erosão associada ao pilar e ao maciço de encabeçamento na 1ª iteração
$D_x$	Diâmetro das partículas

$f$	Função da distância frontal, $f_1$ , e lateral, $f_2$ , desde o bordo do maciço de encabeçamento até à face do pilar
$Fr_1$	Número de Froude do escoamento imediatamente a montante do pilar = $\frac{U_1}{\sqrt{g \times h_1}}$
$g$	Aceleração da gravidade
$G$	Densidade do material sólido
$h$	Altura do escoamento de aproximação não perturbado
$\bar{h}$	Altura de água “corrigido”
$H$	Altura das configurações de fundo
$\bar{h}_m$	Distância corrigida entre o topo do maciço de encabeçamento e o nível do fundo
$h_{max}$	Altura máxima do escoamento
$\bar{h}_{max}$	Altura máxima corrigida do escoamento
$h_s$	Profundidade da cavidade de erosão observada
$h_{s(max)}$	Profundidade máxima da cavidade de erosão
$h_{se}$	Profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão
$h_{se(estaca)}$	Profundidade de equilíbrio associada ao grupo de estacas
$h_{se(exp)}$	Profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão observada
$h_{se(pilar+m)}$	Erosão provocada pela combinação do pilar com o maciço de encabeçamento
$h_{se(ge)}$	Profundidade de equilíbrio associadas ao grupo de estacas
$h_{se(m)}$	Profundidade de equilíbrio associadas ao maciço de encabeçamento
$h_{se(pilar)}$	Profundidade de equilíbrio associadas ao pilar
$h_{se(pilar)(max)}$	Profundidade de erosão máxima do pilar
$h_{se(pilar+m)}$	Profundidade de erosão produzida pela combinação do pilar com o maciço de encabeçamento
$h_1$	Altura do escoamento imediatamente a montante do pilar
$h_2$	Altura do escoamento “corrigida” após a consideração da erosão provocada pelo pilar
$h_3$	Altura do escoamento “corrigida” após a consideração da erosão provocada pelo pilar e pelo maciço de encabeçamento
$K_c$	Coefficiente que tem em conta o efeito de encouraçamento do material do leito

$K_{cf}$	Coeficiente que tem em conta as configurações do leito
$K_{Dge}$	Factor de atenuação quando o grupo de estacas se encontra enterrado
$K_{Dm}$	Coeficiente que tem em conta a dependência do posicionamento do maciço de encabeçamento na cavidade de erosão no valor do diâmetro equivalente do maciço de encabeçamento
$K_e$	Coeficiente de extensão
$K_f$	Coeficiente de forma do pilar
$K_{f(e)}$	Coeficiente de forma da estaca
$K_{f(ge)}$	Coeficiente de forma do grupo de estacas
$K_h$	Factor que têm em conta a altura do grupo de estacas acima do fundo ajustado
$K_{h(ge)}$	Factor que tem em conta a altura exposta do grupo de estacas e a altura de água “corrigida”
$K_{h(pilar)}$	Factor que tem em conta o posicionamento do maciço de encabeçamento e o efeito de protecção por ele induzida
$K_{sp}$	Coeficiente que tem em conta o espaçamento das estacas
$K_m$	Coeficiente que tem em conta o número de linhas de estacas alinhadas
$K_w$	Coeficiente correctivo para grandes pilares de JOHNSON e TORRICO (1994)
$K_\theta$	Coeficiente que tem em conta o ângulo de incidência
$m$	Número de linhas de estacas alinhadas
$n$	Número de colunas de estacas
$p_1, p_2, p_3$ e $p_4$	Parâmetros obtidos por regressão
$Q$	Caudal
$S$	Distância entre eixos de estacas da mesma linha
$t$	Tempo
$T$	Espessura do maciço de encabeçamento
$T'$	Distância vertical entre o topo do maciço de encabeçamento e o ponto que apresenta maior profundidade em cada iteração
$T_d$	Duração do ensaio
$T_e$	Tempo de equilíbrio
$U$	Velocidade média do escoamento de aproximação

$U(y)$	Velocidade do escoamento à distância $y$ do fundo
$U_c$	Velocidade crítica de início do movimento do material do fundo
$U_{cD_x}$	Velocidade crítica para o início do transporte de sedimentos para a granulometria $D_x = K_u \times h_1^{1/6} \times D_x^{1/3}$
$U_{icD_{50}}$	Velocidade de aproximação necessária para iniciar o processo erosivo junto ao pilar, para a granulometria $D_{50}$
$U_{icD_x}$	Velocidade de aproximação necessária para iniciar o processo erosivo junto ao pilar para o tamanho de sedimentos $D_x$
$U_r$	Velocidade crítica acima da qual os sedimentos com granulometria inferior a $D_x$ começam a ser transportados
$U_1$	Velocidade média do escoamento imediatamente a montante do pilar
$U_2$	Velocidade média do escoamento junto ao maciço de encabeçamento exposto
$U_3$	Valor ajustado da velocidade média após a consideração da erosão provocada pelo pilar e pelo maciço de encabeçamento = $U \left( \frac{h}{h_3} \right)$
$Y$	Distância entre o fundo inicial e o topo do maciço de encabeçamento
$Y_m$	Distância entre o fundo e a base do maciço de encabeçamento
$\bar{Y}_m$	Posicionamento do maciço de encabeçamento em relação ao fundo “corrigido”
$Y_{m2}$	Distância corrigida entre a base do maciço de encabeçamento e o fundo
$Y_{m3}$	Altura exposta do grupo de estacas
$Y'_m$	Distância entre o nível do fundo “corrigido” e a base do maciço de encabeçamento até que o maciço de encabeçamento seja infra-escavado ou até que se atinja o equilíbrio
$w$	Teor em água do material sólido
$\alpha$	Ângulo de inclinação da cavidade de erosão
$\theta$	Ângulo que o escoamento faz com a normal à estrutura
$\sigma_D$	Coeficiente de graduação ou desvio padrão geométrico da distribuição granulométrica do material do fundo = $\frac{1}{2} \left( \frac{D_{84,1}}{D_{50}} + \frac{D_{50}}{D_{15,9}} \right)$
$\phi$	Ângulo de atrito
$\delta$	Desvio percentual
$\rho$	Massa volúmica da água

$\gamma$	Peso volúmico da água = $\rho g$
$\zeta$	Tensão de corte
$\sigma$	Tensão normal
$\Delta$	Densidade aparente submersa do material do fundo (subtraída do efeito da impulsão) = $\frac{\rho_s - \rho}{\rho}$



# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Apresentação e enquadramento do estudo

Do ponto de vista da Engenharia Civil uma ponte é uma estrutura que faculte a transposição de linhas de água e cuja concepção e dimensionamento tem em conta a análise conjunta dos aspectos hidráulicos, geotécnicos e estruturais, de modo a determinar uma solução que satisfaça dos pontos de vista da segurança, construção, económico, funcional e estético.

Dado que em certos casos as linhas de água têm grandes vãos, muitas dessas estruturas têm pilares fundados no leito do rio. Para além disso, também as tecnologias de construção aplicadas às questões arquitectónicas e paisagísticas são um outro factor de incremento destes casos.

Com a crescente implementação de fundações de pilares nos leitos aluvionares, torna-se imprescindível o estudo das erosões localizadas junto a esses elementos, uma vez que a inserção de um obstáculo no seio do escoamento induz modificações nos perfis de velocidades médias e um aumento da intensidade da turbulência da zona da secção do obstáculo. Desta forma, a vulnerabilidade dessas infra-estruturas viárias pode-se tornar patente, podendo conduzir à rotura parcial ou ao colapso, o que há muito preocupa os especialistas em pontes e a sociedade em geral, na medida em que a verificação da segurança, a sua reabilitação, ou a construção de uma nova obra acarretam grandes custos.

Apesar dos desenvolvimentos obtidos no estudo desta problemática, principalmente a partir dos anos 50, ainda existem vários aspectos que não estão devidamente estudados. A inconsistência das técnicas de previsão e dos métodos de dimensionamento das medidas de protecção justifica a necessidade crescente de desenvolver os conhecimentos no âmbito da erosão em elementos de pontes.

Os inúmeros estudos foram desenvolvidos com o intuito de caracterizar o fenómeno das erosões e de quantificar a profundidade das cavidades de erosão especialmente junto a pilares simples e encontros de pontes. No entanto, tal não se verifica em relação a pilares complexos, elemento em estudo na presente dissertação.

O presente estudo foca-se, portanto, na compreensão do fenómeno das erosões localizadas junto de grupos de estacas, fazendo também, uma comparação entre os resultados obtidos experimentalmente com os previstos por diversas formulações para pilares simples, de grandes dimensões e complexos. Avalia-se, também, a influência do espaçamento entre as estacas e o número de alinhamentos de estacas na profundidade de equilíbrio de cavidades de erosão. Com esse intuito, promoveu-se uma campanha experimental estruturada em 12 ensaios com durações entre os 8 e 14 dias, cuja erosão se desenvolvia sem transporte sólido generalizado junto de grupos de estacas do tipo  $4 \times m$  (número de alinhamentos,  $m$ , igual a 1,2 e 3) e com espaçamento entre eixos de estacas,  $S$ , igual a: i) 0,30 m; ii) 0,15 m; iii) 0,10 m e iv) 0,05 m.

Saliente-se que a influência do pilar e do maciço de encabeçamento na profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão é nula, uma vez que na presente dissertação se estuda unicamente o grupo de estacas e que este se encontra até acima do nível da água.

Apesar dos estudos e metodologias existentes sobre esta temática, verifica-se uma lacuna muito acentuada, particularmente em erosões localizadas junto de grupos de estacas, pelo que se justifica o esforço de investigação empreendido na presente dissertação bem como a sua prossecução em estudos futuros.

Face ao exposto, os objectivos desta dissertação consistem na:

- Compreensão dos mecanismos de escoamento que conduzem à remoção de sedimentos junto de grupos de estacas;
- Caracterização da profundidade de equilíbrio e da evolução temporal da profundidade máxima das cavidades de erosão que se desenvolvem junto a grupos de estacas cilíndricas;
- Quantificação e comparação da profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão e aplicação das diversas metodologias de cálculo das mesmas, num grupo de estacas;
- Análise da influência do espaçamento e números de alinhamentos de estacas na profundidade de equilíbrio de cavidades de erosão.

## 1.2. Organização da dissertação

A organização da dissertação reflecte o procedimento adoptado no sentido da concretização dos objectivos enunciados. Desta forma, este estudo é constituído por 5 capítulos e um anexo, sendo o presente capítulo a Introdução.

No Capítulos 2 procede-se à revisão de conhecimentos mais relevantes existentes na literatura sobre erosões localizadas junto de pilares simples, de grandes dimensões e complexos.

No capítulo 3 procede-se à descrição da instalação experimental e dos equipamentos de medição utilizados no estudo, a caracterização do material granular do fundo, a caracterização do grupo de estacas inseridos no escoamento e dos procedimentos experimentais adoptados nos ensaios.

No capítulo 4 discutem-se os resultados referentes à caracterização das cavidades de erosão junto de grupos de estacas. Neste contexto, apresentam-se as variáveis características dos ensaios, discutem-se os resultados obtidos, nomeadamente a evolução temporal das cavidades de erosão, a profundidade de equilíbrio experimental, a influência do espaçamento e do número de alinhamentos na profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão, e, as previsões das profundidades de equilíbrio de erosão e comparações com os resultados obtidos experimentalmente.

No capítulo 5 estão sintetizadas as principais conclusões obtidas no presente estudo e algumas sugestões para futuras acções de investigação.

A dissertação inclui ainda um anexo que apresenta as características dos vários ensaios efectuados, bem como a evolução temporal da profundidade de erosão, a visualização da cavidade de erosão no fim dos ensaios e imagens provenientes do levantamento topográfico do grupo de estacas do ensaio 12.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. Introdução

A revisão bibliográfica compila as formulações consideradas mais relevantes na literatura, no âmbito da caracterização das erosões localizadas junto de obstáculos inseridos no seio do escoamento. Dado que, o presente estudo se foca nas erosões localizadas junto de grupos de estacas, interessa analisar as metodologias referentes a pilares simples, pilares de grandes dimensões e pilares complexos, isto porque são os elementos estruturais que mais se assemelham geometricamente ao elemento estaca ou até mesmo a grupos de estacas quando colocadas justapostas.

Como referido anteriormente, esta revisão bibliográfica está organizada em três sub-capítulos: o primeiro, direccionado para a caracterização das erosões localizadas junto de pilares simples; o segundo, orientado para a caracterização das erosões localizadas junto de pilares de grandes dimensões; e o terceiro, direccionado para a caracterização das erosões localizadas junto de pilares complexos.

No primeiro sub-capítulo descrevem-se os mecanismos de formação da cavidade de erosão, identificam-se as variáveis intervenientes no mesmo processo e apresentam-se algumas equações de cálculo da profundidade máxima de cavidades de erosão.

No segundo sub-capítulo evidenciam-se as diferenças e importância do estudo das erosões localizadas junto de pilares simples de grandes dimensões, bem como a apresentação de equações para o cálculo da profundidade máxima de cavidades de erosão.

No terceiro sub-capítulo procede-se a uma revisão de conhecimentos sobre erosões localizadas junto de pilares complexos, descrevendo as metodologias definidas por SHEPPARD (2005) e RICHARDSON e DAVIS (2001), na determinação da profundidade máxima de cavidades de erosão.

## 2.2. Erosão localizada junto de pilares simples

### 2.2.1. Considerações gerais

Entende-se por pilares simples aqueles pilares cuja secção transversal recta se mantém inalterada ao longo do seu eixo principal.

No processo erosivo junto a pilares e encontros de pontes situados no seio de escoamentos sobre fundos móveis aluvionares, é possível a ocorrência de (RAMOS, 2005):

- Erosões generalizadas, que ocorrem sempre que a capacidade de transporte excede a disponibilidade de material sólido afluyente, não dependendo da existência de obstáculos;
- Erosões localizadas que resultam directamente da existência de obstáculos no seio do escoamento;
- Erosões por contracção, que ocorrem quando os obstáculos provocam estreitamentos significativos da secção do escoamento, aumentando a respectiva velocidade média e poder erosivo;
- Agradação e degradação do leito do rio na zona de implementação da ponte.

Neste capítulo sintetizam-se os conhecimentos citados na literatura acerca de erosões localizadas junto de pilares de pontes.

A presença da estrutura da ponte no seio do escoamento origina modificações nas condições do escoamento e conseqüentemente provocam a remoção dos sedimentos existentes no leito. Esse fenómeno é bastante complexo e de difícil controlo, dependendo de vários factores, nomeadamente: a natureza hidráulica, topográfica, sedimentológica e geométrica.

A magnitude da profundidade de erosão localizada em pilares simples de pontes é influenciada pelos seguintes factores (RICHARDSON e DAVIS, 2001):

- a velocidade de aproximação do escoamento,  $U$ ;
- a profundidade da água do escoamento,  $h$ ;
- a largura do pilar,  $d$ ;
- o comprimento do pilar se oblíquo em relação ao escoamento,  $C_{pilar}$ ;
- a dimensão,  $D_x$ , e distribuição granular dos sedimentos do leito do escoamento;
- o ângulo entre o escoamento e o pilar,  $\theta$ ;
- a forma do pilar.

A velocidade do escoamento decresce à medida que este se aproxima do pilar, anulando-se na sua face de montante. Este efeito denomina-se efeito de estagnação. Assim, existe um

incremento do termo de pressão  $\Delta p$ , que é tanto maior, quanto maior for a diminuição da velocidade, o que provoca um diferencial de pressões na face de montante do pilar.

O incremento  $\Delta p$  toma um valor de aproximadamente  $\rho \times [U(y)]^2$ , em que  $\rho$  representa a massa volúmica da água e  $U(y)$  é a velocidade do escoamento à distância  $y$  do fundo.

Dessa alteração do campo de pressões pode-se observar as seguintes consequências (FAEL, 2007):

- o aumento da superfície livre a montante do pilar e a formação de uma superfície de enrolamento ou rolo. Também se verifica a existência de um escoamento descendente em forma de jacto, no sentido das maiores para as menores pressões. Este escoamento, ao incidir no leito, é parcialmente deflectido para montante;
- a separação do escoamento junto ao fundo, um pouco a montante do obstáculo, e na superfície lateral do pilar.

Seguidamente apresenta-se uma explicação gráfica dos fenómenos descritos nos parágrafos anteriores.

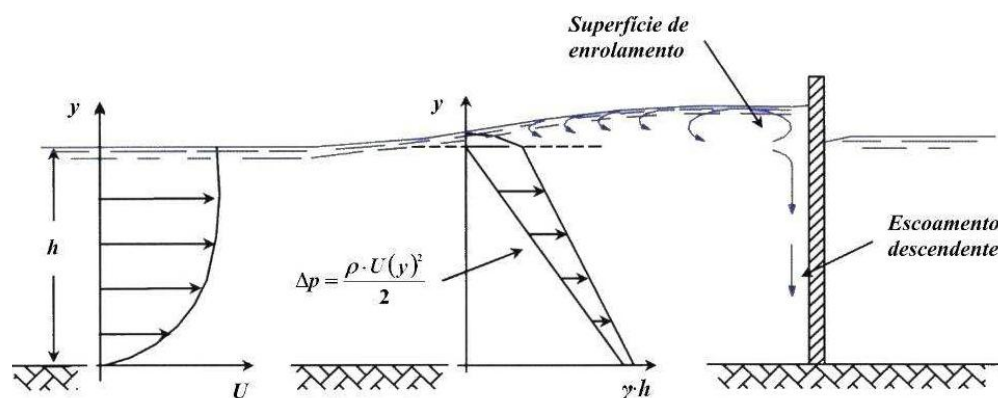


Figura 1- Alteração do campo de pressões do escoamento a montante de um pilar (FAEL, 2007).

Segundo MELVILLE e COLEMAN (2000), o jacto resultante do escoamento descendente tende a erodir a fundação do pilar imediatamente a montante. Ao longo do desenvolvimento do processo erosivo surge o deslizamento dos taludes da cavidade de erosão, até ao ponto em que estes igualem o seu ângulo de repouso. Até ser atingida uma situação de equilíbrio ou até se formar uma camada de protecção, pelos sedimentos de maiores dimensões, há uma expansão tanto em profundidade como ao longo do plano horizontal da cavidade de erosão (SILVA, 2008).

Segundo COUTO e CARDOSO (2001a) os dois processos que resultam da interacção do escoamento de aproximação e do pilar dão origem ao vórtice em ferradura, que se dissipa a jusante do pilar e que contribui para a respectiva turbulência ambiente, desempenhando,

assim, um papel importante na escavação do leito uma vez que arrasta o material do fundo. O primeiro responsável pela formação do processo de erosão é o efeito conjunto do escoamento descendente e do vórtice em ferradura (FAEL, 2007).

Além do fenômeno de separação ocorrer junto ao fundo, também na superfície lateral do pilar se desprendem periodicamente vórtices de esteira. Estes desenvolvem-se para jusante e apresentam sentidos de rotação alternadamente opostos, provocando a sucção dos sedimentos do leito num movimento quase vertical e transportando-os, em suspensão, para jusante, assim como as partículas erodidas pelo escoamento descendente e pelo vórtice em ferradura (FAEL, 2007).

A figura seguinte representa a estrutura do escoamento em redor do pilar, indicando os vários fenômenos que estão presentes e que são responsáveis pela remoção do material do fundo.

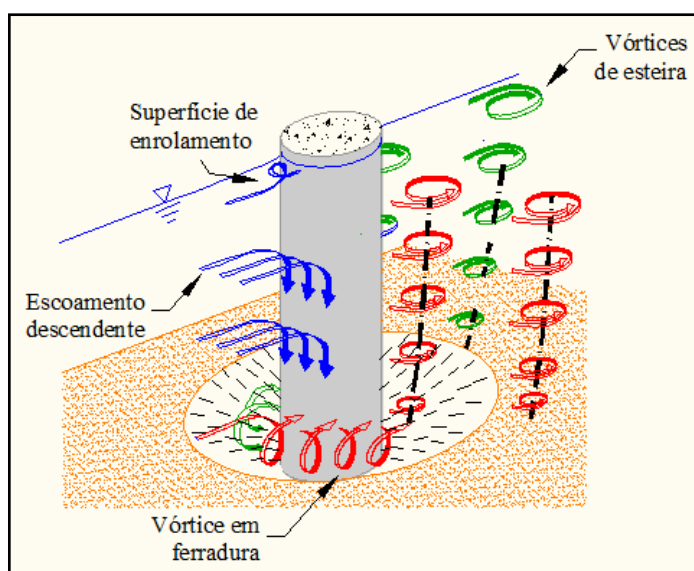


Figura 2- Estrutura do escoamento junto de pilares e acção sobre a morfologia dos fundos (Adaptado de FAEL, 2007).

### 2.2.2. Avaliação da profundidade máxima de erosão

Vários autores estudaram a variação da profundidade de erosão em pilares em função do diâmetro do pilar e da velocidade média do escoamento de aproximação. Das diversas metodologias existentes na literatura serão analisadas no presente estudo, as propostas de RICHARDSON e DAVIS (2001) e SHEPPARD (2005).

Para a determinação da profundidade máxima das cavidades de erosão, RICHARDSON e DAVIS (2001) recomendam a seguinte equação:

$$\frac{h_s(\text{m\acute{a}x})}{h_1} = 2,0 \times K_f \times K_\theta \times K_{cf} \times K_c \times \left(\frac{d}{h_1}\right)^{0,65} \times Fr_1^{0,43} \quad (1)$$

Onde:

$h_{s(\text{máx})}$  = Profundidade máxima da cavidade de erosão;

$h_1$  = Profundidade do escoamento imediatamente a montante do pilar;

$K_f$  = Coeficiente de forma do nariz do pilar;

$K_\theta$  = Coeficiente que tem em conta o ângulo de incidência;

$K_{cf}$  = Coeficiente que tem em conta as configurações do leito;

$K_c$  = Coeficiente que tem em conta o efeito de encouraçamento do material do leito;

$Fr_1$  = Número de Froude imediatamente a montante do pilar =  $\frac{U_1}{\sqrt{g \times y_1}}$ ;

$U_1$  = Velocidade média do escoamento imediatamente a montante do pilar;

$g$  = Aceleração da gravidade.

A análise da equação (1) permite concluir que a largura do pilar é o parâmetro de maior influência. Para além disso, a determinação dos diferentes factores de correcção depende da forma do pilar, do ângulo de incidência, das condições do leito e da cavidade de erosão.

Na figura 3 estão caracterizadas as secções de pilares mais comuns, bem como a esquematização da largura e comprimento de cada pilar.

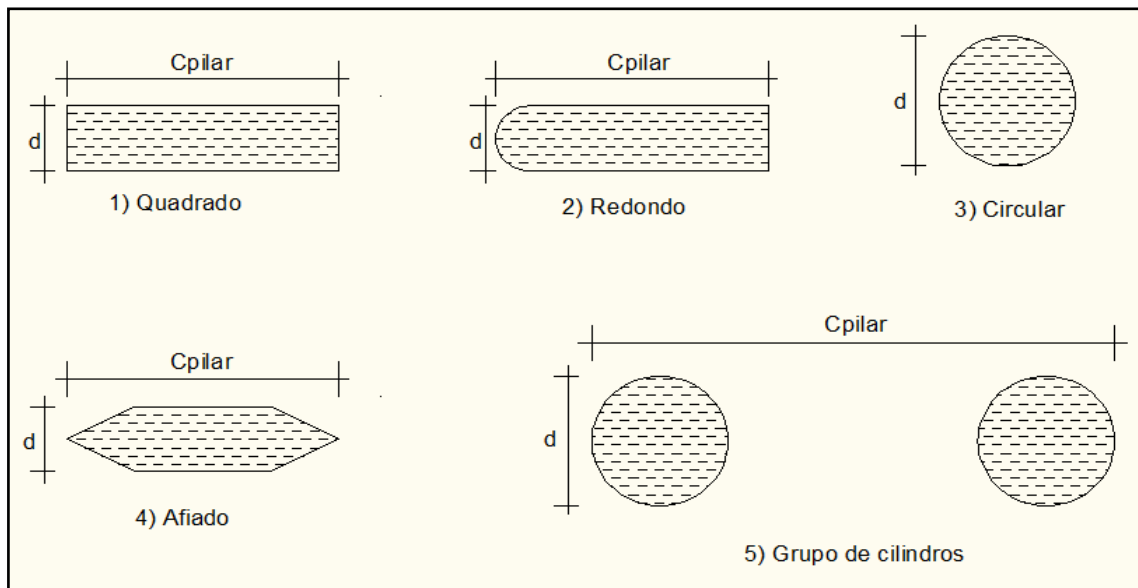


Figura 3 - Secções de pilares mais comuns (adaptado de RICHARDSON e DAVIS, 2001).

O coeficiente de forma do nariz do pilar,  $K_f$ , é determinado com base nos valores apresentados na tabela 1.

Tabela 1 - Valores de  $K_f$  para as diferentes geometrias das faces dos pilares.

Geometria da face dos pilares	$K_f$
Quadrado	1,1
Redondo	1,0
Circular	1,0
Grupo de cilindros	1,0
Afiado (triangular)	0,9

Para determinar o factor de correcção  $K_\theta$  que contabiliza o efeito do ângulo de incidência,  $\theta$ , utilizam-se os valores da tabela 2 ou, caso necessário, aplica-se a seguinte equação:

$$K_\theta = \left( \cos \theta + \frac{C_{pilar}}{d} \times \sin \theta \right)^{0,65} \quad (2)$$

Onde:

$C_{pilar}$  é o comprimento do pilar.

Tabela2 - Valores de  $K_\theta$  para os diferentes ângulos de incidência.

Ângulo	$\frac{C_{pilar}}{d} \geq 12$	$\frac{C_{pilar}}{d} = 8$	$\frac{C_{pilar}}{d} = 4$
0	1,0	1,0	1,0
15	2,5	2,0	1,5
30	3,5	2,75	2,0
45	4,3	3,3	2,3
90	5,0	3,9	2,5

É de salientar que, caso o ângulo de incidência for superior a 5°, o coeficiente dominante é o  $K_\theta$ , devendo, nestes casos, ser adoptado para  $K_f$  o valor de 1,0.

A tabela 3 apresenta os valores do factor de correcção  $K_{cf}$  para uma dada condição de leito e, conseqüentemente, uma dada altura das dunas.

Tabela 3 - Valores de  $K_{cf}$  para diferentes configurações do leito.

Configurações do leito aluvionar	Altura das dunas	$K_{cf}$
Erosão sem transporte sólido	N/E	1,1
Leito plano ou com rugas	N/E	1,1
Dunas pequenas	$3 > H \geq 0,6$	1,1
Dunas de média dimensão	$9 > H \geq 3$	1,1 a 1,2
Dunas grandes	$H \geq 9$	1,3

Nas situações mais frequentes o coeficiente  $K_{cf}$  provoca um aumento do valor da profundidade máxima de erosão de 10%. Só em situações excepcionais, associadas a leitos aluvionares de rios de muito grandes dimensões é que este coeficiente pode atingir o valor de 1,3 (RAMOS, 2005).

O factor de correcção  $K_c$  é um factor redutor, uma vez que contabiliza o efeito de preenchimento da cavidade de erosão, e toma o valor:

$$K_c = \begin{cases} 1 & \text{se } D_{50} < 2\text{mm ou } D_{90} < 20\text{mm} \\ 0,4 \times U_r^{0,15} & \text{se } D_{50} > 2\text{mm ou } D_{90} > 20\text{mm} \end{cases} \quad (3)$$

Em que  $U_r$  é dado por:

$$U_r = \frac{U_1 - U_{icD50}}{U_{cD50} - U_{icD50}} \quad (4)$$

Onde:

$U_r$  = Velocidade crítica acima da qual os sedimentos com granulometria inferior a  $D_x$  começam a ser transportados;

$D_{50}$  = Diâmetro mediano do material do fundo;

$U_{icD50}$  = Velocidade de aproximação requerida para o início da erosão no pilar, para a granulometria  $D_x$ . Em que:

$$U_{icDx} = 0,645 \times \left(\frac{D_x}{d}\right)^{0,053} \times U_{cDx} \quad (5)$$

$U_{icDx}$  = Velocidade de aproximação necessária para iniciar o processo erosivo junto ao pilar para o tamanho de sedimentos  $D_x$ ;

$U_{cDx}$  = Velocidade crítica para o início do transporte de sedimentos para a granulometria  $D_x$ .

Em que:

$$U_{cDx} = 6,19 \times h_1^{1/6} \times D_x^{1/3} \quad (6)$$

O valor mínimo que  $K_c$  pode tomar é de 0,4, valor esse utilizado apenas na condição de  $U_1 < U_{icD50}$ .

A determinação da profundidade de equilíbrio de erosão segundo SHEPPARD (2005) faz-se através da equação (7), que é utilizada quando  $U/U_c=1,0$ , o que corresponde ao presente caso de estudo.

$$\frac{h_{se}}{D} = 2,5 \tanh \left[ \left( \frac{h}{D} \right)^{0,4} \right] \left[ \frac{D/D_{50}}{0,4(D/D_{50})^{1,2} + 10,6(D/D_{50})^{-0,13}} \right] \quad (7)$$

Onde:

$h_{se}$  = Profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão;

$D$  = Diâmetro equivalente do pilar complexo.

Nesta metodologia,  $D$ , é o diâmetro de um pilar cilíndrico que produziria uma cavidade de erosão com a mesma profundidade máxima que um pilar complexo.

A equação (7) provém da equação para pilares simples, equação (8), desenvolvida na universidade da Florida com base nos resultados de quatro laboratórios diferente: University of Florida in Gainesville, Florida; Colorado State University in Fort Collins, Colorado; University of Aucland, New Zeland e Conte USGS-BRD Laboratory in Turners Falls, Massachusetts.

$$\frac{h_{se}}{D} = 2,5 \tanh \left[ \left( \frac{h}{D} \right)^{0,4} \right] \left\{ 1 - 1,75 \left[ \left( \frac{U}{U_c} \right) \right]^2 \right\} \left[ \frac{D/D_{50}}{0,4(D/D_{50})^{1,2} + 10,6(D/D_{50})^{-0,13}} \right] \quad (8)$$

Onde:

$U_c$  = Velocidade crítica de início do movimento do material do leito.

### 2.2.3. Aplicação à presente investigação

Face ao exposto, e tendo em consideração que no presente estudo: i) a geometria dos grupos de estacas se equipara a grupos de cilindros; ii) o ângulo de incidência é igual a  $0^\circ$ ; iii) a erosão dá-se sem transporte sólido generalizado ( $U_1/U_c \cong 1$ ); e iv) o diâmetro mediano do material do fundo,  $D_{50}$ , é inferior a 2 mm; conclui-se que: i)  $K_f = 1$ ; ii)  $K_\theta = 1$ ; iii)  $K_{cf} = 1,1$  e iv)  $K_c = 1$ .

Desta forma, e pela equação de RICHARDSON e DAVIS (2001), a equação (1), constata-se que a profundidade máxima da cavidade de erosão para o presente estudo é dada por:

$$\frac{h_{s(máx)}}{h_1} = 2,2 \times \left( \frac{d}{h_1} \right)^{0,65} \times Fr_1^{0,43} \leftrightarrow h_{s(máx)} = 2,2 \times h_1^{0,35} \times d^{0,65} \times Fr_1^{0,43} \quad (9)$$

A determinação da profundidade de equilíbrio de erosão segundo SHEPPARD (2005), para o presente estudo, resulta na equação seguinte:

$$\frac{h_{se}}{d} = 2,5 \tanh \left[ \left( \frac{h}{d} \right)^{0,4} \right] \left[ \frac{d/D_{50}}{0,4(d/D_{50})^{1,2} + 10,6(d/D_{50})^{-0,13}} \right] \quad (10)$$

## 2.3. Erosão localizada junto de pilares de grandes dimensões

### 2.3.1. Considerações gerais

Os pilares de grandes dimensões são definidos como sendo pilares simples em que a sua largura é igual ou superior à altura do escoamento de aproximação.

A presença de pilares de grandes dimensões no leito de um rio conduz a maiores profundidades da cavidade de erosão em relação a pilares de dimensões medianas, uma vez que, sendo um obstáculo de dimensões superiores, irá induzir a maiores modificações nos perfis de velocidades médias e, portanto, a maiores intensidades da turbulência da zona da secção do pilar.

Assim, torna-se importante referir algumas características deste tipo de pilares, bem como a determinação da profundidade máxima de erosão por eles provocado.

Seguidamente serão descritas duas metodologias que permitem a determinação dessa profundidade máxima de erosão, são elas a sugerida por SHEPPARD e JONES (2000) e a sugerida por JOHNSON e TORRICO (1994).

### 2.3.2. Avaliação da profundidade máxima de erosão

Quando se avalia a profundidade máxima de erosão provocada quer por pilares com grande largura face à profundidade do escoamento, quer em estudos laboratoriais e observações de protótipos, constata-se que a aplicação de grande parte das equações proposta na bibliografia conduz a valores sobrestimados da profundidade máxima da cavidade de erosão.

Segundo SHEPPARD e JONES (2000) a profundidade de equilíbrio de erosão é afectada principalmente por dois parâmetros adimensionais: o cociente entre a largura do pilar e o diâmetro característico do material do leito,  $d/D_{50}$ , e o cociente entre a largura do pilar e a profundidade do escoamento na aproximação,  $d/h$ .

Para efeitos de projecto, os autores definiram equações que permitem o cálculo da profundidade máxima da cavidade de erosão,  $h_{s(\max)}$ , tendo em conta as situações de escoamento com ou sem transporte sólido generalizado.

No entanto, dado que no presente estudo a campanha experimental é realizada para condições do escoamento sem transporte sólido, isto é,  $0,4 \leq U_1/U_c \leq 1,0$ , serão descritas apenas as formulações para esse caso. Assim, a determinação da profundidade máxima da cavidade de erosão, segundo esta metodologia, faz-se com a aplicação das equações (11) e (12).

$$\frac{h_{s(\max)}}{d} = \frac{2}{3} k [2,5(U_1/U_c) - 1,0] \quad (11)$$

Sendo:

$$k = \tanh[2,18(h/d)^{2/3}] \left[ -0,279 + 0,049e^{\log\left(\frac{d}{D_{50}}\right)} + \frac{0,78}{\log\left(\frac{d}{D_{50}}\right)} \right]^{-1} \quad (12)$$

Outra formulação que permite a determinação da profundidade máxima da cavidade de erosão, relaciona o coeficiente correctivo de JOHNSON e TORRICO (1994),  $K_w$ , com a equação de RICHARDSON e DAVIS (2001), equação (1). Desta forma resulta a equação (13).

$$\frac{h_{s(\max)}}{h_1} = 2,0 \times K_w \times K_f \times K_\theta \times K_{cf} \times K_c \times \left(\frac{d}{h_1}\right)^{0,65} \times Fr_1^{0,43} \quad (13)$$

O coeficiente correctivo de JOHNSON e TORRICO (1994),  $K_w$ , toma os valores:

$$K_w = \begin{cases} 2,58 \left(\frac{h}{d}\right)^{0,34} Fr_1^{0,65} & \text{se } U/U_c < 1 \\ 1,0 \left(\frac{h}{d}\right)^{0,13} Fr_1^{0,25} & \text{se } U/U_c \geq 1 \end{cases} \quad (14)$$

Caso se verifique uma das seguintes condições:

$$\begin{cases} Fr_1 < 1 \\ h/d < 0,8 \\ \frac{d}{D_{50}} > 50 \end{cases} \quad (15)$$

### 2.3.3. Aplicação à presente investigação

Face ao exposto, conclui-se que para a determinação da profundidade máxima da cavidade de erosão sugerida por SHEPPARD e JONES (2000), aplicam-se as equações (11) e (12). Desta

forma, obtém-se a equação (16) que é uma simplificação da equação (11), resultando da seguinte forma:

$$\frac{h_{s(\text{máx})}}{d} = \frac{2}{3}k[2,5 - 1,0] \leftrightarrow h_{s(\text{máx})} = d \times k \quad (16)$$

O coeficiente  $k$  calcula-se igualmente com a equação (12), descrita anteriormente.

Dado que no presente estudo também se apura que  $d/D_{50} > 50$  e  $F_{r1} < 1$ , constata-se que o coeficiente correctivo de JOHNSON e TORRICO (1994),  $K_w$ , é igual a:

$$K_w = 2,58 \times \left(\frac{h}{d}\right)^{0,34} \times F_{r1}^{0,65} \quad (17)$$

Desta forma, com base no descrito anteriormente e atendendo à equação (13), obtém-se a equação (18) que permite a determinação da profundidade máxima de cavidades de erosão para o presente caso de estudo.

$$\begin{aligned} \frac{h_{s(\text{máx})}}{h_1} &= 2,2 \times 2,58 \times \left(\frac{h}{d}\right)^{0,34} \times F_{r1}^{0,65} \times \left(\frac{d}{h_1}\right)^{0,65} \times F_{r1}^{0,43} \leftrightarrow \frac{h_{s(\text{máx})}}{h} = 5,676 \times \left(\frac{d}{h}\right)^{0,31} \times F_{r1}^{1,08} \\ &\leftrightarrow h_{s(\text{máx})} = 5,676 \times d^{0,31} \times h^{0,69} \times F_{r1}^{1,08} \end{aligned} \quad (18)$$

## 2.4. Erosão localizada junto de pilares complexos

### 2.4.1. Considerações gerais

Diz-se que um pilar é complexo quando a forma da respectiva secção recta varia ao longo do eixo principal. É frequentemente composto pela coluna ou pilar, por um maciço de encabeçamento e por um grupo de estacas que podem ser cravadas ou moldadas no fundo móvel, tal como se pode visualizar na figura 4.

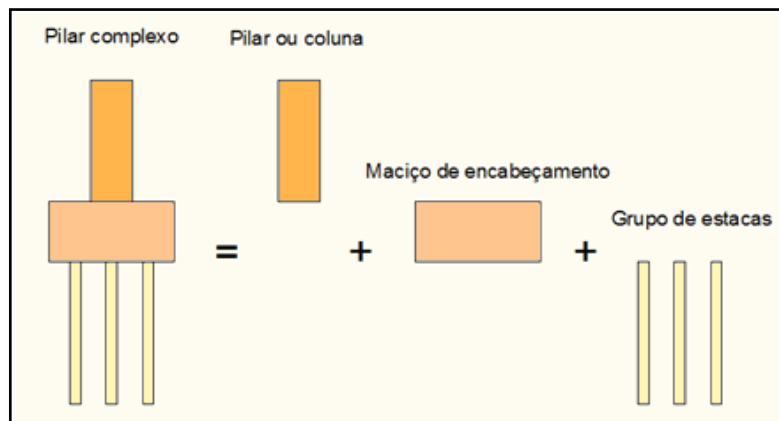


Figura 4 - Representação dos elementos que constituem um pilar complexo (adaptado de SHEPPARD, 2005).

Seguidamente serão descritas formulações que permitem a determinação da profundidade máxima de erosão, são elas as sugeridas por SHEPPARD (2005) e RICHARDSON e DAVIS (2001).

#### 2.4.2. Determinação da profundidade máxima de erosão segundo SHEPPARD (2005)

Este modelo é aplicado em estruturas compostas pelos três elementos já referidos: pilar, maciço de encabeçamento e grupo de estacas.

SHEPPARD (2005) admite que os pilares complexos podem ser considerados como pilares simples desde que se conheça o correspondente diâmetro equivalente. O diâmetro equivalente do pilar complexo é representado por  $D$  e é dado pelo somatório dos diâmetros equivalentes associados a cada componente do pilar complexo (ver figuras 5 e 6), ou seja:

$$D = D_{\text{pilar}} + D_m + D_{\text{ge}} \quad (19)$$

Onde:

$D_{\text{pilar}}$  = Diâmetro equivalente da coluna ou pilar;

$D_m$  = Diâmetro equivalente do maciço de encabeçamento;

$D_{\text{ge}}$  = Diâmetro equivalente do grupo de estacas.

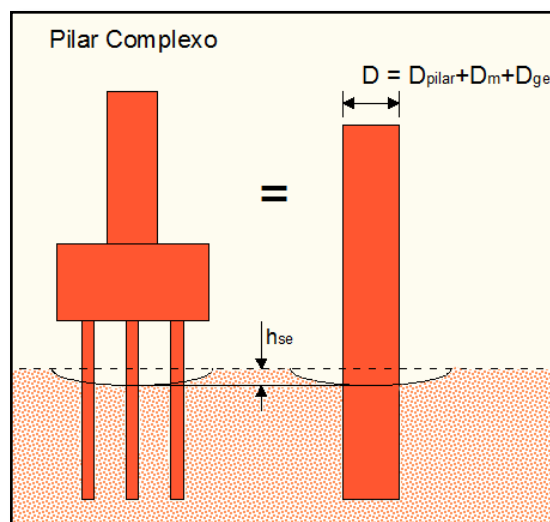


Figura 5 - Diâmetro equivalente de um pilar complexo (adaptado de SHEPPARD, 2005).

O diâmetro equivalente para cada componente depende da sua forma, dimensão e posicionamento em relação ao fundo, à superfície da água e também à sua orientação em relação ao sentido do escoamento. Assim, como se pode ver na figura 6, quando exposto às

mesmas condições de escoamento, cada componente pode ser conceptualmente substituído por um pilar simples que provoque a mesma profundidade de erosão local.

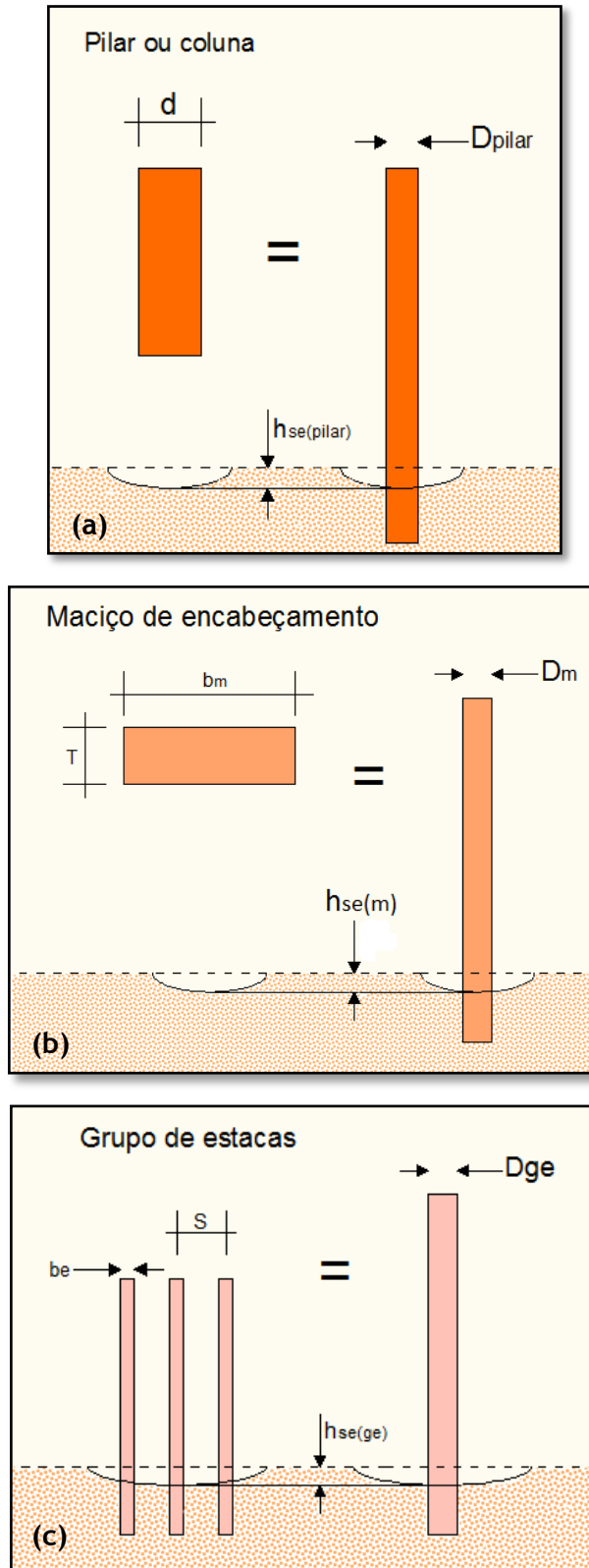


Figura 6 - Diâmetros equivalentes (a) da coluna ou pilar, (b) do maciço de encabeçamento e (c) do grupo de estacas (adaptado de SHEPPARD, 2005).

São considerados três casos para a determinação da profundidade máxima de erosão, tal como se pode visualizar na figura 7. São eles:

- Caso 1-** A base do maciço de encabeçamento encontra-se acima do nível do fundo (situações em que não se altera a forma da superfície exposta ao escoamento durante o processo de erosão);
- Caso 2 -** O maciço de encabeçamento encontra-se parcialmente enterrado;
- Caso 3 -** O topo do maciço de encabeçamento encontra-se abaixo do nível do fundo.

Em qualquer dos casos, a determinação do diâmetro equivalente implica que se considerem sucessivamente o pilar, o maciço de encabeçamento, terminando no grupo de estacas.

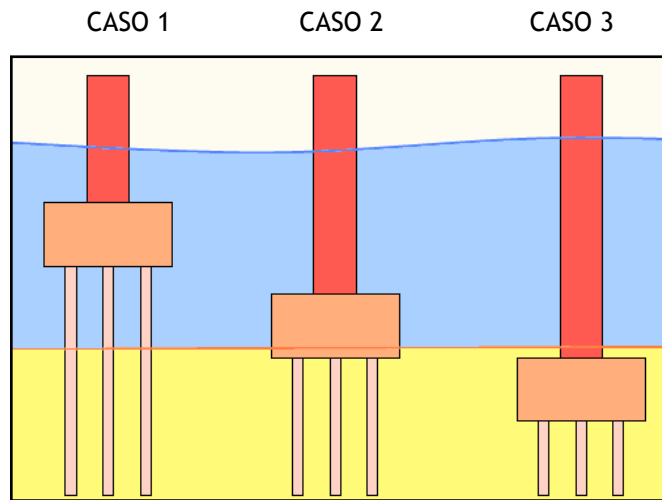


Figura 7 - Representação do posicionamento do pilar complexo para os três casos (adaptado de SHEPPARD, 2005).

#### 2.4.2.1. Previsão da profundidade máxima de erosão - CASO 1

No caso 1, o valor do diâmetro equivalente do pilar determina-se mediante a seguinte expressão:

$$D_{\text{pilar}} = \begin{cases} K_f K_\theta K_e d \left[ 0,1162 \left( \frac{Y}{h_{\text{max}}} \right)^2 - 0,3617 \left( \frac{Y}{h_{\text{max}}} \right) + 0,2476 \right] & \text{se } 0 \leq \left( \frac{Y}{h_{\text{max}}} \right) \leq 1 \\ 0 & \text{se } \left( \frac{Y}{h_{\text{max}}} \right) > 1 \end{cases} \quad (20)$$

Onde:

$Y$  = Distância entre o fundo inicial e o topo do maciço de encabeçamento;

$K_e$  = Coeficiente de extensão;

$h_{\text{max}}$  = Altura máxima do escoamento.

Na equação (20):

$$h_{\max} = \begin{cases} h & \text{se } h < 5d \\ 5d & \text{se } h \geq 5d \end{cases} \quad (21)$$

As equações que permitem a determinação do valor dos coeficientes presentes na equação (20) serão apresentadas seguidamente.

O valor do coeficiente de forma,  $K_f$ , é obtido com a aplicação da seguinte equação:

$$K_f = \begin{cases} 1 & \text{para pilares circulares} \\ 0,89 + 0,97 \left| \theta \frac{\pi}{180^\circ} - \frac{\pi}{4} \right|^4 & \text{para pilares rectangulares} \end{cases} \quad (22)$$

O coeficiente que tem em consideração o efeito do alinhamento do pilar em relação à direcção do escoamento,  $K_\theta$ , é dado pela equação (23).

$$K_\theta = \cos \theta + \frac{C_{\text{pilar}}}{d} \times \sin \theta \quad (23)$$

O coeficiente de extensão,  $K_e$ , tem como função atenuar o valor do diâmetro equivalente do pilar à medida que o quociente  $f/d$  aumenta, e determina-se aplicando a seguinte equação:

$$K_e = \begin{cases} -0,12 \left( \frac{f}{d} \right)^2 + 0,03 \left( \frac{f}{d} \right) + 1 & \text{se } 0 \leq \left( \frac{f}{d} \right) \leq 3 \\ 0 & \text{se } \left( \frac{f}{d} \right) > 3 \end{cases} \quad (24)$$

Em que,

$$f = \begin{cases} \frac{3f_1 + f_2}{4} & \text{se } \theta \leq 45^\circ \\ \frac{3f_2 + f_1}{4} & \text{se } \theta > 45^\circ \end{cases} \quad (25)$$

Onde:

$f$  = função da distância frontal,  $f_1$ , e lateral,  $f_2$ , desde o bordo do maciço de encabeçamento até à face do pilar.

A representação de  $f_1$  e  $f_2$  pode ser observado na figura 8. Em maciços de encabeçamento circular:  $f=f_1=f_2$ .

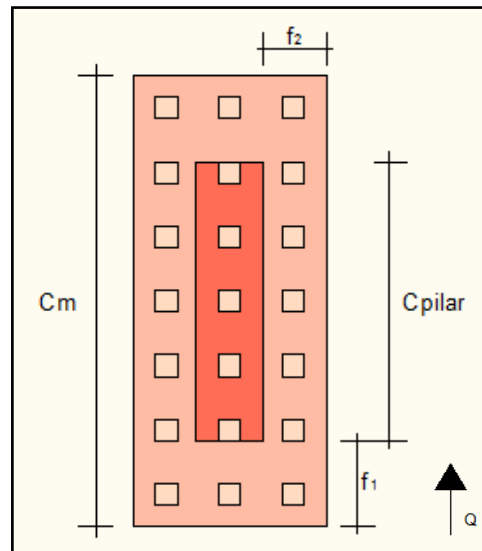


Figura 8 - Representação de  $f_1$  e  $f_2$  num maciço de encabeçamento de forma rectangular (adaptado de SHEPPARD, 2005).

A determinação da profundidade de erosão associada ao maciço de encabeçamento tem como princípio que o potencial erosivo aumenta à medida que o maciço de encabeçamento está mais próximo do fundo, ocorrendo o seu máximo quando o maciço de encabeçamento assenta no fundo.

Para intervalos  $-1 \leq \frac{Y_m}{h_{\max}} \leq 1$  e  $0 \leq \frac{T}{h_{\max}} \leq 1$ , a equação que permite a determinação do diâmetro equivalente do maciço de encabeçamento é dada por:

$$D_m = K_f K_\theta b_m \exp \left[ -1,04 - 1,77 \exp \left( \frac{Y_m}{h_{\max}} \right) + 1,695 \left( \frac{T}{h_{\max}} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (26)$$

Onde:

$$K_f = K_\theta = 1;$$

$T$  = Espessura do maciço de encabeçamento;

$Y_m$  = Distância entre a base do maciço de encabeçamento e o fundo;

$b_m$  = Diâmetro ou largura do maciço de encabeçamento.

Em que:

$$h_{\max} = \begin{cases} 1,64 \left( T(K_f b_m)^{\frac{5}{2}} \right)^{\frac{2}{7}} & \text{se } h \geq 1,64 \left( T(K_f b_m)^{\frac{5}{2}} \right)^{\frac{2}{7}} \\ h & \text{se } h < 1,64 \left( T(K_f b_m)^{\frac{5}{2}} \right)^{\frac{2}{7}} \end{cases} \quad (27)$$

O coeficiente que tem em conta o ângulo de incidência,  $K_\theta$ , determina-se da mesma forma como descrito na equação (23) substituindo  $d$  por  $b_m$ , e  $C_{pilar}$  pelo comprimento do maciço de encabeçamento,  $C_m$ , dado que se trata do maciço de encabeçamento.

A determinação do valor do diâmetro equivalente do grupo de estacas, para o caso 1, tem em consideração que o potencial erosivo aumenta com o aumento da exposição do grupo de estacas ao escoamento, e é dado pela equação (28):

$$D_{ge} = K_{sp} K_h K_m K_f b_{ge} \quad (28)$$

Onde:

$K_{sp}$  = Factor que tem em conta o espaçamento entre as estacas;

$K_h$  = Factor que tem em conta a altura do grupo de estacas acima do fundo ajustado;

$K_m$  = Factor que tem em conta o número de linhas de estacas alinhadas;

$b_{ge}$  = Soma das larguras projectadas não sobrepostas das estacas no plano normal ao escoamento.

O valor de  $K_{sp}$  é dado por:

$$K_{sp} = 1 - \frac{4}{3} \left(1 - \frac{b_e}{b_{ge}}\right) \left(1 - \frac{1}{\left(\frac{S}{b_e}\right)^{0,6}}\right) \quad (29)$$

Onde:

$b_e$  = Largura projectada de uma estaca não sobreposta no plano normal ao escoamento;

$S$  = Distância entre eixos de estacas da mesma linha.

O valor de  $K_h$  é determinado em função da altura de água “corrigido”,  $\bar{h}$ , e do posicionamento do maciço de encabeçamento em relação ao fundo “corrigido”,  $\bar{Y}_m$ , sendo necessário considerar a escavação iniciada pelo pilar e maciço de encabeçamento antes de determinar o valor de  $D_{ge}$ . Desta forma,

$$K_h = \begin{cases} 1,5 \tanh\left(0,8 \sqrt{\frac{\bar{Y}_m}{\bar{h}_{max}}}\right) & \text{se } 0 \leq \frac{\bar{Y}_m}{\bar{h}_{max}} \leq 1 \\ 0 & \text{se } \frac{\bar{Y}_m}{\bar{h}_{max}} < 0 \\ 1 & \text{se } \frac{\bar{Y}_m}{\bar{h}_{max}} > 1 \end{cases} \quad (30)$$

O valor de  $\bar{h}_{max}$  obtém-se de acordo com a equação (31).

$$\bar{h}_{max} = \begin{cases} \bar{h} & \text{se } \bar{h} \leq 2K_{sp} K_m K_f b_e \\ 2K_{sp} K_m K_f b_e & \text{se } \bar{h} > 2K_{sp} K_m K_f b_e \end{cases} \quad (31)$$

Onde:

$\bar{h}_{max}$  = Altura máxima corrigida do escoamento.

$\bar{Y}_m$  e  $\bar{h}_m$  são determinados pelas seguintes equações (32) e (33), respectivamente:

$$\bar{Y}_m = Y_m + h_{se(pilar + m)} \quad (32)$$

$$\bar{h}_m = h + h_{se(pilar + m)} \quad (33)$$

Onde:

$\bar{h}_m$  = Distância corrigida entre o topo do maciço de encabeçamento e o nível do fundo;

$h_{se(pilar + m)}$  = Profundidade de erosão produzida pela combinação do pilar com o maciço de encabeçamento.

O valor do coeficiente que tem em conta o número de linhas de estacas alinhadas,  $K_m$ , é obtido através da equação (34):

$$K_m = \begin{cases} 0,045m + 0,96 & \text{se } |\theta| < 5^\circ \text{ e } m \leq 5 \\ 1,19 & \text{se } |\theta| < 5^\circ \text{ e } m > 5 \\ 1 & \text{se } |\theta| > 5^\circ \end{cases} \quad (34)$$

Onde:

$m$  = Número de linhas de estacas alinhadas.

O factor de forma do grupo de estacas,  $K_f$ , é dado pela equação seguinte:

$$K_f = \frac{K_{f(e)} - K_{f(ge)}}{9} \left( \frac{S}{b_e} \right) + K_{f(e)} - \frac{10}{9} (K_{f(e)} - K_{f(ge)}) \quad (35)$$

Onde:

$K_{f(e)}$  = Coeficiente de forma da estaca;

$K_{f(ge)}$  = Coeficiente de forma do grupo de estacas.

O valor dos coeficientes  $K_{f(e)}$  e  $K_{f(ge)}$  é obtido pela seguinte expressão:

$$K_{f(e)} \text{ ou } K_{f(ge)} = \begin{cases} 1 & \text{para estacas ou grupos de estacas} \\ & \text{de forma circular} \\ 0,89 + 0,97 \left| \theta \frac{\pi}{180^\circ} - \frac{\pi}{4} \right|^4 & \text{para estacas quadradas ou grupo} \\ & \text{de estacas com uma forma global} \\ & \text{rectangular} \end{cases} \quad (36)$$

#### 2.4.2.2. Previsão da profundidade máxima de erosão - CASO 2

A determinação do diâmetro equivalente associado ao pilar,  $D_{pilar}$ , segue o procedimento adoptado no Caso 1.

Se o maciço de encabeçamento se encontra parcialmente enterrado, o valor do diâmetro equivalente do maciço de encabeçamento pode ser diferente do calculado para o caso 1, uma vez que a extensão da parte exposta da estrutura muda ao longo do desenvolvimento da cavidade de erosão. Assim, torna-se necessário efectuar cálculos iterativos para proceder à determinação do valor desse diâmetro,  $D_m$ .

Caso o maciço de encabeçamento se encontre parcialmente enterrado, podem suceder duas situações. Uma em que a erosão provocada pelo pilar é insuficiente para descobrir a base do maciço de encabeçamento e outra em que ocorre infra-escavação do maciço.

Para a previsão da ocorrência de infra-escavação, adopta-se uma metodologia que consiste na determinação da profundidade de erosão associada apenas ao pilar,  $h_{se(pilar)}$ . Se  $h_{se(pilar)}$  for igual ou superior à distância entre o fundo e a base do maciço de encabeçamento,  $Y_m$ , então ocorre uma infra-escavação, sendo o cálculo de  $D_m$  efectuado como o descrito para o caso 1. Caso  $h_{se(pilar)}$  seja inferior a  $Y_m$ , é necessário conhecer a distância vertical,  $T'$ , entre o topo do maciço de encabeçamento e o ponto que apresenta maior profundidade em cada iteração e a distância entre o nível do fundo “corrigido” e a base do maciço de encabeçamento,  $Y'_m$ , até que o maciço de encabeçamento seja infra-escavado ou até que se atinja o equilíbrio (ver figura 9).

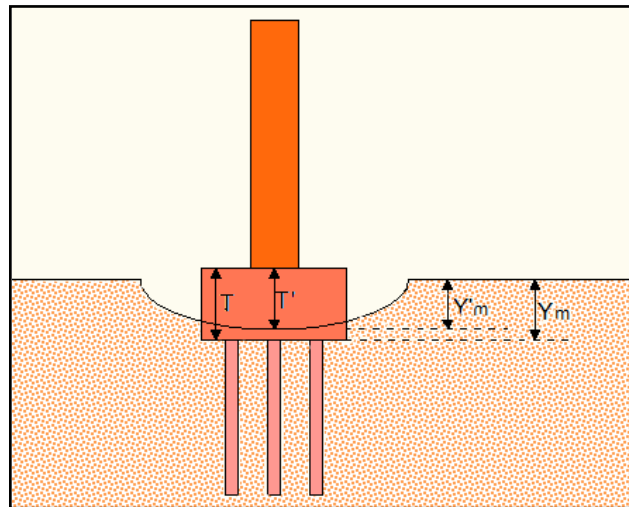


Figura 9 - Representação de  $Y_m$ ,  $Y'_m$ ,  $T$  e  $T'$  (adaptado de SHEPPARD, 2005).

É de salientar que, em maciços de encabeçamento parcialmente enterrados,  $T$  e  $T'$  são valores sempre positivos, ao invés de  $Y_m$  e  $Y'_m$  que são valores sempre negativos, sendo obtidos pelas equações (37) e (38), respectivamente:

$$Y'_m = -h_{se(pilar)} \quad (37)$$

$$T' = T + Y_m - Y'_m \quad (38)$$

Posto isto, determina-se o valor da primeira iteração para  $D_m$ ,  $D_{m(i)}$ , da seguinte forma:

$$D_{m(i)} = K_f K_\theta b_m \exp \left[ -1,04 - 1,77 \exp \left( \frac{Y'_m}{h_{\max} \sqrt[5]{(4)}} \right) + 1,695 \left( \frac{T'}{h_{\max} \sqrt[5]{(4)}} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (39)$$

Nesta equação, o cálculo de  $h_{\max}$  é efectuado com a substituição dos valores de  $T$  e  $T'$  na equação (27) apresentada para o cálculo de  $D_m$ , para o caso 1. Desta forma resulta a equação (40):

$$h_{\max} = \begin{cases} 1,64 \left( T' (K_f b_m)^{\frac{5}{2}} \right)^{\frac{2}{7}} & \text{se } h \geq 1,64 \left( T' (K_f b_m)^{\frac{5}{2}} \right)^{\frac{2}{7}} \\ h & \text{se } h < 1,64 \left( T' (K_f b_m)^{\frac{5}{2}} \right)^{\frac{2}{7}} \end{cases} \quad (40)$$

Conhecendo  $D_m$ , o valor da profundidade de erosão associada ao pilar e ao maciço de encabeçamento é dado por:

$$D_{(\text{pilar} + m)(i)} = D_{\text{pilar}} + D_{m(i)} \quad (41)$$

Subsequentemente, há que verificar se a erosão provocada pela combinação do pilar com o maciço de encabeçamento ( $h_{se(\text{pilar} + m)}$ ) é ou não suficiente para que ocorra infra-escavação do maciço. Assim,

$$Y'_m = \begin{cases} Y_m & \text{se } h_{se(\text{pilar})(i)} \geq |Y_m| \\ -h_{se(\text{pilar})(i)} & \text{se } h_{se(\text{pilar})(i)} < |Y_m| \end{cases} \quad (42)$$

$$T' = \begin{cases} T & \text{se } h_{se(\text{pilar})(i)} \geq |Y_m| \\ T + Y_m - Y'_m & \text{se } h_{se(\text{pilar})(i)} < |Y_m| \end{cases} \quad (43)$$

Para  $i=1$ , volta-se a calcular  $D_{m(i)}$ .

$$\text{Para } i > 1, \text{ determina-se } \Delta = \left| \frac{h_{se(\text{pilar} + m)(i)} - h_{se(\text{pilar} + m)(i-1)}}{h_{se(\text{pilar} + m)(i-1)}} \right|.$$

Enquanto  $\Delta > 0,05$ , é necessário voltar a calcular o valor de  $D_{m(i)}$  até que seja verificada a condição de convergência. Caso contrário, considera-se  $D_{(\text{pilar} + m)} = D_{(\text{pilar} + m)(i)}$ .

Finalmente, é necessário verificar se a profundidade de erosão provocada pela combinação do pilar com o maciço de encabeçamento é suficiente para descobrir as estacas. Caso seja suficiente, prossegue-se o cálculo tendo em vista a determinação do diâmetro equivalente do grupo de estacas,  $D_{ge}$ .

É importante referir que para estacas parcial ou totalmente enterradas, o seu diâmetro equivalente depende também do escoamento e das condições de sedimentação.

Para o caso 2, a determinação do valor do diâmetro equivalente do grupo de estacas,  $D_{ge}$ , é análogo ao do caso 1, sendo a origem do referencial em relação ao qual se efectua o cálculo, o ponto mais fundo da cavidade de erosão produzida pelo pilar e pelo maciço de encabeçamento, como mostra a figura seguinte.

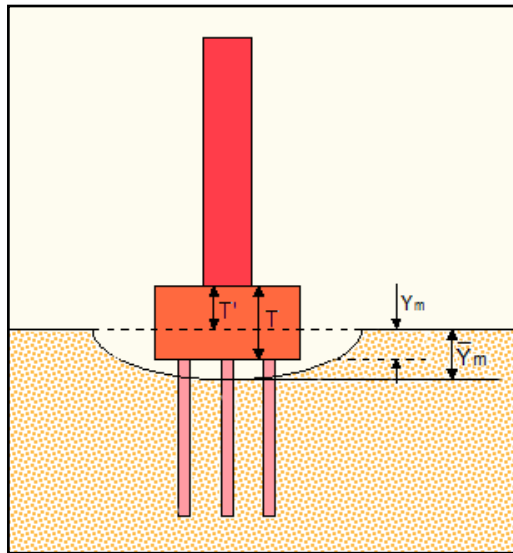


Figura 10 - Mudança de referencial quando o grupo de estacas se encontra exposto (adaptado de SHEPPARD, 2005).

#### 2.4.2.3. Previsão da profundidade máxima de erosão - CASO 3

No caso 3, os pilares complexos apresentam, numa fase inicial, o topo do maciço de encabeçamento abaixo do nível do fundo. No entanto, este facto não garante que, concomitantemente ao processo erosivo, a forma da superfície exposta ao escoamento não possa sofrer alterações. Desta forma, torna-se necessário efectuar cálculos iterativos para se obter o valor do diâmetro equivalente da estrutura.

Para a determinação do valor de  $D_{pilar}$ , segue-se uma metodologia que consiste na obtenção do valor máximo de  $D_{pilar(max)}$ , aplicando a seguinte equação:

$$D_{pilar(max)} = K_f K_\theta d \quad (44)$$

Onde:

$D_{pilar(max)}$  = Diâmetro máximo equivalente da coluna ou pilar.

O valor da profundidade de erosão máxima do pilar,  $h_{se(pilar)(max)}$ , determina-se utilizando a equação (7). Posteriormente compara-se esse valor com a distância entre o nível do fundo e a base do pilar,  $|Y|$ .

Caso a profundidade de erosão não seja suficiente para desenterrar a base do pilar, o diâmetro efectivo do pilar complexo é igual a  $D_{(pilar)(max)}$ . Se  $h_{se(pilar)(max)} > Y$ , então segue-se a metodologia de cálculo para a determinação do diâmetro equivalente associado ao pilar. Desta forma, determina-se o valor de  $D_{pilar(min)}$  através de um processo iterativo aplicando a equação (45).

$$Y = 2,5 \tanh \left[ \left( \frac{h}{D_{pilar(min)}} \right)^{0,4} \right] \left[ \frac{D_{pilar(min)}/D_{50}}{0,4 \left( D_{pilar(min)}/D_{50} \right)^{1,2} + 10,6 \left( D_{pilar(min)}/D_{50} \right)^{-0,13}} \right] D_{pilar(min)} \quad (45)$$

Onde:

$D_{pilar(min)}$  = Diâmetro mínimo equivalente da coluna ou pilar.

Seguidamente, determina-se o valor do diâmetro equivalente atenuado do pilar,  $D_{pilar(j)}$ , com base na equação (46).

$$D_{pilar(j)} = K_e D_{pilar(max)} \left[ -0,75 \left( \frac{Y}{h_{se(pilar)(max)}} \right) + 0,25 \right] \quad (46)$$

Em que:

$$D_{pilar} = \begin{cases} D_{pilar(j)} & \text{se } D_{pilar(j)} \geq D_{pilar(min)} \\ D_{pilar(min)} & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (47)$$

Na determinação do diâmetro equivalente do maciço de encabeçamento,  $D_m$ , é necessário verificar a ocorrência de infra-escavação originada unicamente pela presença do pilar ou coluna,  $h_{se(pilar)}$ .

Caso  $h_{se(pilar)} < |Y_m|$ , a previsão de  $D_m$  obtém-se da mesma forma que para o caso 2, sendo necessário efectuar iterações até o valor da profundidade de erosão produzida pela combinação do pilar com o maciço de encabeçamento,  $h_{se(pilar+m)}$ , seja convergente.

Caso  $h_{se(pilar)} \geq |Y_m|$ , então o maciço de encabeçamento é infra-escavado, sendo o procedimento de cálculo definido pela equação seguinte:

$$D_m = K_f K_\theta K_{Dm} b_m \exp \left[ -1,04 - 1,77 \exp \left( \frac{Y_m}{h_{max}} \right) + 1,695 \left( \frac{T}{h_{max}} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (48)$$

Onde:

$K_{Dm}$  = Coeficiente que tem em conta a dependência do posicionamento do maciço de encabeçamento na cavidade de erosão no valor do diâmetro equivalente do maciço de encabeçamento.

O valor de  $K_{Dm}$  obtém-se através da equação (49):

$$K_{Dm} = \begin{cases} AB & \text{se } 0 \leq \left( -\frac{Y}{h_{se}(\text{pilar})} \right) \leq 1 \text{ e } 0 \leq \frac{f}{d} \leq 3 \\ 0 & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (49)$$

Onde  $A$  e  $B$  são determinados pelas equações (50) e (51), respectivamente:

$$A = -1,166 \left( \frac{-Y}{h_{se}(\text{pilar})} \right)^2 + 0,166 \left( \frac{-Y}{h_{se}(\text{pilar})} \right) + 1 \quad (50)$$

$$B = -0,333 \left( \frac{f}{d} \right) + 1 \quad (51)$$

Depois da determinação do valor do diâmetro associado ao maciço de encabeçamento procede-se à determinação do valor de  $D_{ge}$ .

A equação que permite determinar o valor do diâmetro equivalente do grupo de estacas,  $D_{ge}$ , é semelhante à equação usada nos casos 1 e 2, aparecendo apenas um factor multiplicativo,  $K_{Dge}$ , que se determina através da seguinte equação:

$$K_{Dge} = \frac{\bar{Y}_m}{h_{se}(\text{pilar} + m)} \quad (52)$$

Onde:

$K_{Dge}$  = Factor de atenuação quando o grupo de estacas se encontra enterrado.

Desta forma resulta a equação (53):

$$D_{ge} = K_{Dge} K_{sp} K_h K_m K_f b_{ge} \quad (53)$$

Fica, assim, descrita a metodologia proposta por SHEPPARD (2005), sobre erosão localizada associada a pilares complexos.

#### 2.4.3. Determinação da profundidade máxima de erosão segundo RICHARDSON e DAVIS (2001)

Segundo RICHARDSON e DAVIS (2001), a determinação da profundidade de equilíbrio de erosão,  $h_{se}$ , baseia-se na sobreposição do método de análise das componentes do pilar

complexo, ou seja, a erosão localizada total é igual à soma da erosão localizada provocada por cada elemento.

$$h_{se} = h_{se(pilar)} + h_{se(m)} + h_{se(ge)} \tag{54}$$

Onde:

$h_{se(m)}$  = Profundidade de equilíbrio associada ao maciço de encabeçamento;

$h_{se(ge)}$  = Profundidade de equilíbrio associada ao grupo de estacas.

Na figura 11 estão representadas as variáveis definidas pelos mesmos autores, nomeadamente a distância entre o fundo e a base do maciço de encabeçamento,  $Y_m$ , a distância entre o fundo inicial e o topo do maciço de encabeçamento,  $Y$ , a distância corrigida entre a base do maciço de encabeçamento e o fundo,  $Y_{m2}$ , e a altura exposta do grupo de estacas,  $Y_{m3}$ .

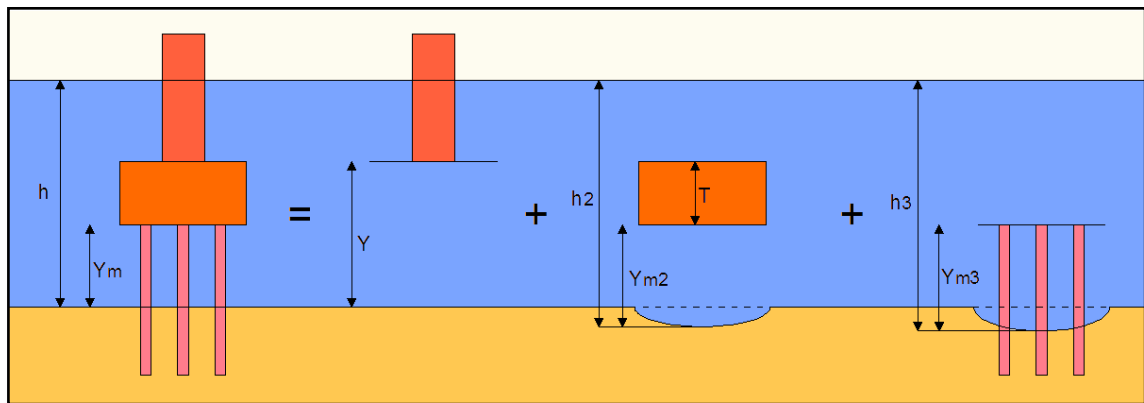


Figura 11 - Representação das variáveis segundo RICHARDSON e DAVIS (adaptado de RICHARDSON e DAVIS, 2001).

O valor da profundidade de equilíbrio associada ao pilar,  $h_{se(pilar)}$ , obtém-se a partir da equação (1), multiplicando o respectivo resultado pelo factor  $K_{h(pilar)}$ .

Esse factor tem em conta o posicionamento do maciço de encabeçamento e o efeito de protecção por ele induzida, e depende da distância entre o bordo do maciço de encabeçamento e a face do pilar,  $f$ . O seu valor é dado pela equação (55).

$$K_{h(pilar)} = \left(0,4075 - 0,0669 \frac{f}{d}\right) - \left(0,4271 - 0,0778 \frac{f}{d}\right) \frac{Y}{d} + \left(0,1615 - 0,0455 \frac{f}{d}\right) \left(\frac{Y}{d}\right)^2 - \left(0,0269 - 0,012 \frac{f}{d}\right) \left(\frac{Y}{d}\right)^3 \tag{55}$$

Em que:

$$K_{h(pilar)} = \begin{cases} 0 & \text{se } K_{h(pilar)} < 0 \\ 1 & \text{se } K_{h(pilar)} > 1 \end{cases} \tag{56}$$

A determinação da cavidade de erosão associada ao maciço de encabeçamento encontra-se subdividida em dois casos, tal como se pode averiguar pela figura 12. São eles:

- Caso 1** - Em que a base do maciço de encabeçamento se encontra acima do fundo e exposta ao escoamento desde o início;
- Caso 2** - Em que a base do maciço de encabeçamento se encontra ao nível do fundo ou abaixo deste desde o início do processo erosivo.

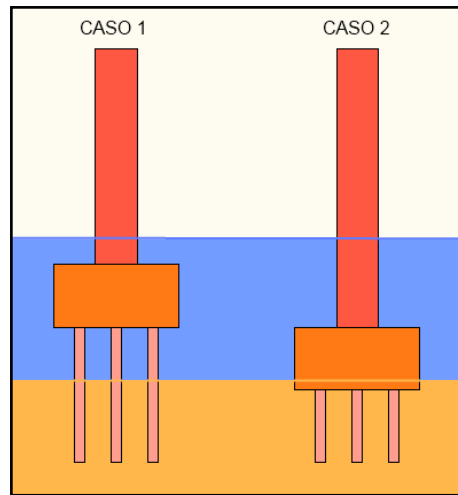


Figura 12- - Representação do posicionamento do pilar complexo para os dois casos definidos segundo a metodologia de RICHARDSON e DAVIS (2001).

No caso 1, a largura equivalente do maciço de encabeçamento obtém-se com base na equação (57).

$$\frac{D_m}{b_m} = \exp\left(-2,705 + 0,51 \ln\left(\frac{T}{h_2}\right) - 2,783 \left(\frac{Y_{m2}}{h_2}\right)^3 + \frac{1,751}{\exp\left(\frac{Y_{m2}}{h_2}\right)}\right) \quad (57)$$

Em que:

$$Y_{m2} = Y - T + \frac{h_{se(pilar)}}{2} \quad (58)$$

e

$$h_2 = h + \frac{h_{se(pilar)}}{2} \quad (59)$$

Onde:

$h_2$  = Altura do escoamento “corrigida” após a consideração da erosão provocada pelo pilar, sendo  $3,5 b_m$  o seu valor máximo.

É de realçar que estes valores só devem ser obtidos após a determinação da profundidade máxima de erosão provocada pelo pilar,  $h_{se(pilar)}$ .

Considerando o valor do diâmetro do maciço de encabeçamento equivalente,  $D_m$ , na equação (1), determina-se o valor da profundidade de erosão associada ao maciço de encabeçamento. Nesta equação utilizam-se os valores ajustados da altura do escoamento,  $h_2$ , e da velocidade  $U_2$  que se obtém com:

$$U_2 = U \left( \frac{h}{h_2} \right) \quad (60)$$

Onde:

$U_2$  = Velocidade média do escoamento junto ao maciço de encabeçamento exposto;

No caso 2, tem-se que a parte do maciço emerso apresenta um comportamento análogo ao de um pilar exposto, numa altura de água igual à distância entre o topo do maciço de encabeçamento e o nível do fundo,  $h_m$ , ignorando-se a porção de escoamento que ultrapassa o topo do maciço de encabeçamento. Deste modo, a determinação da profundidade máxima de erosão efectua-se pela equação (1), considerando o valor da velocidade média do escoamento junto ao maciço de encabeçamento exposto,  $U_2$ , e o valor do diâmetro do maciço de encabeçamento,  $b_m$ .

A determinação da profundidade de erosão associada ao grupo de estacas deixa de ser necessária quando a base do maciço de encabeçamento se encontra abaixo do nível da cavidade de erosão, isto porque o grupo de estacas não se encontra exposto ao escoamento.

No entanto, se a base do maciço de encabeçamento se encontrar ao nível do fundo, pode-se aplicar os dois casos, apesar de não se obterem necessariamente as mesmas estimativas.

A profundidade máxima de erosão provocada pelo grupo de estacas,  $h_{se(ge)}$ , determina-se através da seguinte equação:

$$\frac{h_{se(ge)}}{h_3} = K_{h(ge)} \times \left[ 2,0 \times K_f \times K_{cf} \times K_c \times \left( \frac{D_{ge}}{h_3} \right)^{0,65} \times \left( \frac{U_3}{\sqrt{g \times h_3}} \right)^{0,43} \right] \quad (61)$$

Onde:

$K_{h(ge)}$  = Factor que tem em conta a altura exposta do grupo de estacas e a altura de água “corrigida”;

$h_3$  = Altura de água “corrigida” após a consideração da erosão provocada pelo pilar e pelo maciço de encabeçamento;

$U_3$  = Valor ajustado da velocidade média após a consideração da erosão provocada pelo pilar e pelo maciço de encabeçamento.

O factor  $K_{h(ge)}$  tem em consideração a altura exposta do grupo de estacas,  $Y_{m3}$ , e a altura de água “corrigida” após a consideração da erosão provocada pelo pilar e pelo maciço de encabeçamento,  $h_3$ . A equação (62) permite calcular o seu valor.

$$K_{h(ge)} = \begin{cases} \left( 3,08 \left( \frac{Y_{m3}}{h_3} \right) - 5,23 \left( \frac{Y_{m3}}{h_3} \right)^2 + 5,25 \left( \frac{Y_{m3}}{h_3} \right)^3 - 2,10 \left( \frac{Y_{m3}}{h_3} \right)^4 \right)^{\frac{1}{0,65}} & \text{se } \left( \frac{Y_{m3}}{h_3} \right) \leq 1 \\ 1 & \text{se } \left( \frac{Y_{m3}}{h_3} \right) > 1 \end{cases} \quad (62)$$

Em que:

$$Y_{m3} = Y - T + \frac{h_{se(pilar)}}{2} + \frac{h_{se(m)}}{2} \quad (63)$$

e

$$h_3 = h + \frac{h_{se(pilar)}}{2} + \frac{h_{se(m)}}{2} \quad (64)$$

O valor máximo que  $h_3$  pode tomar é  $3,5D_{ge}$ .

O diâmetro equivalente do grupo de estacas,  $D_{ge}$  é dado pela equação (65).

$$D_{ge} = b_{ge} K_{sp} K_m \quad (65)$$

Os coeficientes  $K_{sp}$  e  $K_m$  referidos na equação (65) são obtidos pelas equações (66) e (67), seguidamente descritas.

$$K_{sp} = 1 - \frac{4}{3} \left[ 1 - \frac{1}{\left( \frac{b_{ge}}{b_e} \right)} \right] \left[ 1 - \left( \frac{S}{b_e} \right)^{-0,6} \right] \quad (66)$$

$$K_m = 0,9 + 0,10m - 0,0714(m - 1) \left[ 2,4 - 1,1 \left( \frac{S}{b_e} \right) + 0,1 \left( \frac{S}{b_e} \right)^2 \right] \quad (67)$$

Posto isto, consegue-se determinar o valor da profundidade máxima de erosão do pilar complexo,  $h_{se}$ , substituindo os valores obtidos na equação (54).

#### 2.4.4. Aplicação à presente investigação

Tendo em consideração que no presente estudo: i) a campanha experimental é realizada com as características do caso 1 (para ambas as metodologias descritas), salientando-se a não existência de pilar ou maciço de encabeçamento (estudo exclusivamente sobre grupos de estacas; ii) as estacas ensaiadas têm forma circular e o grupo de estacas têm forma global rectangular; iii)  $b_{ge} = 0,20$  m, uma vez que cada alinhamento de estacas no plano normal ao escoamento é composto por 4 estacas de 0,05 m de diâmetro; iv) o ângulo de incidência,  $\theta$ , é igual a  $0^\circ$ ; v) a erosão dá-se sem transporte sólido generalizado e vi) o diâmetro mediano do material do fundo,  $D_{50}$ , é inferior a 2 mm; conclui-se que, no ponto de vista da metodologia sugerida por SHEPPARD (2005), a determinação do diâmetro equivalente do pilar complexo dado pela equação (19) resulta numa outra mais simplificada, a equação (68).

$$D = D_{ge} \quad (68)$$

Onde  $D_{ge}$  assume o valor obtido pela equação (28), anteriormente definida.

Face ao exposto, conclui-se também, que na perspectiva de SHEPPARD (2005): i)  $K_{f(e)} = 1$ ; ii)  $K_{f(ge)} = 1,229$ ; iii)  $K_h = 1$ , uma vez que  $\frac{\bar{Y}_m}{\bar{h}_{max}} > 1$  e iv)  $K_f$  toma o valor obtido pela equação (69), uma simplificação da equação (35) anteriormente descrita.

$$K_f = -0,0254 \left( \frac{S}{b_e} \right) + 1,2544 \quad (69)$$

Assim,  $D_{ge}$  assume a seguinte forma:

$$D_{ge} = K_{sp} K_h K_m K_f b_{ge} \leftrightarrow D_{ge} = 0,20 K_{sp} K_m K_f \quad (70)$$

Da equação anterior, os factores  $K_{sp}$  e  $K_m$  determinam-se com base na equação (29) e (34), respectivamente.

Posto isto, a determinação da profundidade máxima da cavidade de erosão segundo a metodologia sugerida por SHEPPARD (2005) obtém-se substituindo o valor obtido pela equação (70) na equação (7), descrita anteriormente para pilares simples.

Para a determinação da profundidade máxima da cavidade de erosão segundo a metodologia sugerida por RICHARDSON e DAVIS (2001), tendo em consideração as características do presente estudo, aplica-se a equação (71), que resulta da equação (54).

$$h_{se} = h_{se(ge)} \quad (71)$$

Face ao exposto anteriormente, conclui-se que nesta metodologia: i)  $K_f = 1$ ; ii)  $K_{cf} = 1,1$ ; iii)  $K_c = 1$  e iv)  $K_{h(ge)} = 1$ , pois  $\left( \frac{Y_{m3}}{h_3} \right) > 1$ .

Assim, o cálculo de  $h_{se(ge)}$ , definida pela equação (61), resulta de forma simplificada na equação (72), para o presente caso de estudo.

$$\frac{h_{se(ge)}}{h_3} = 2,2 \left( \frac{D_{ge}}{h_3} \right)^{0,65} \left( \frac{U_3}{\sqrt{g \times h_3}} \right)^{0,43} \leftrightarrow h_{se(ge)} = 2,2 D_{ge}^{0,65} h^{0,135} \left( \frac{U_3}{\sqrt{g}} \right)^{0,43} \quad (72)$$

Sendo o valor de  $D_{ge}$  obtido segundo a equação (65).

Deve-se, no entanto, referir que no presente estudo não existe pilar nem maciço de encabeçamento, pelo que não se considera a erosão provocada por esses elementos e, conseqüentemente, a altura de água corrigida  $h_3$  regista um valor igual ao da altura do escoamento de aproximação,  $h$ .

## 3. INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL E EQUIPAMENTOS

### 3.1. Considerações gerais

Neste capítulo procede-se à descrição da instalação experimental e dos equipamentos de medição utilizados, do material granular do fundo, do grupo de estacas, e dos procedimentos experimentais efectuados durante a campanha experimental que constitui a presente dissertação.

Foram realizados 12 ensaios experimentais em que as condições hidráulicas foram mantidas constantes (altura do escoamento de aproximação,  $h$ , e a respectiva velocidade média,  $U$ ), variando o espaçamento entre eixos de estacas,  $S$ , e o número de linhas de estacas alinhadas,  $m$ . Há que salientar que o número de colunas do grupo de estacas,  $n$ , foi considerado constante e igual a 4. A representação esquemática de um grupo de estacas pode ser observada na figura 13, onde é ainda possível visualizar a largura projectada não sobreposta de uma estaca,  $b_e$ , a soma das larguras projectadas não sobrepostas das estacas no plano normal ao escoamento,  $b_{ge}$ , e o comprimento do grupo de estacas,  $C_{ge}$ .

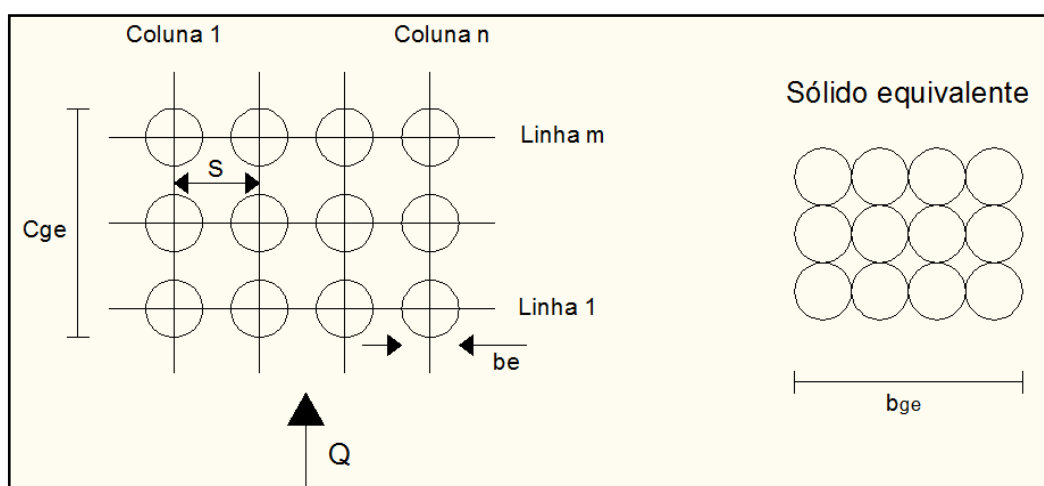


Figura 13 - Caracterização do grupo de estacas (adaptado de SHEPPARD, 2005).

### 3.2. Descrição do canal de Hidráulica e Morfologia Fluvial

O canal de Hidráulica e Morfologia Fluvial, esquematizado na figura 14, foi construído em 1999/2000 no Laboratório de Hidráulica da Universidade da Beira Interior, UBI. Este destina-se à realização de estudos de escoamento com superfície livre, quer com fundo fixo quer com fundo móvel, e é constituído por:

- Tanque de abastecimento [1],
- Canal propriamente dito [2],
- Circuitos hidráulicos de alimentação [4] e [5],
- Circuito hidráulico de enchimento do fundo do canal [6],
- Circuito de alimentação de material sólido [7],
- Circuito de drenagem do fundo do canal [8],
- Condução de drenagem da água da mistura de alimentação de material sólido [15], e
- Parede amovível do canal [16].

O tanque de abastecimento tem a forma de um paralelepípedo, com 4,5 m de largura por 10,0 m de comprimento e 2,4 m de altura, tendo ainda uma capacidade útil de 100 m<sup>3</sup>. Este encontra-se escavado no sub-solo, por baixo do Laboratório de Saneamento Ambiental.

O canal tem 28,0 m de comprimento e 4,0 m de largura. A sua estrutura é essencialmente de betão à excepção da parede lateral direita que constitui 10 painéis de vidro que permitem a visualização do escoamento ao longo do canal, a partir do exterior.

No presente trabalho a largura do canal foi reduzida para 2,0 m através de uma parede amovível constituída por placas de aço inox fixadas com prumos metálicos, como se pode observar na figura 15. Foram utilizadas: i) 4 placas de aço inox com dimensões de  $\cong 2,85$  m comprimento e 0,65 m de largura ao longo do canal; ii) uma placa com  $\cong 2,85$  m comprimento e 1,30 m de largura na zona central; e iii) no início do canal, uma placa com  $\cong 1,50$  m comprimento e 0,65 m de largura e uma placa curva com  $\cong 2,0$  m de comprimento e 0,65 m de largura.

É de salientar que essa alteração no canal justifica-se pela capacidade de implementar o caudal pretendido na presente campanha experimental. Os ensaios experimentais foram realizados no lado esquerdo do mesmo, como se pode ver na figura 15.

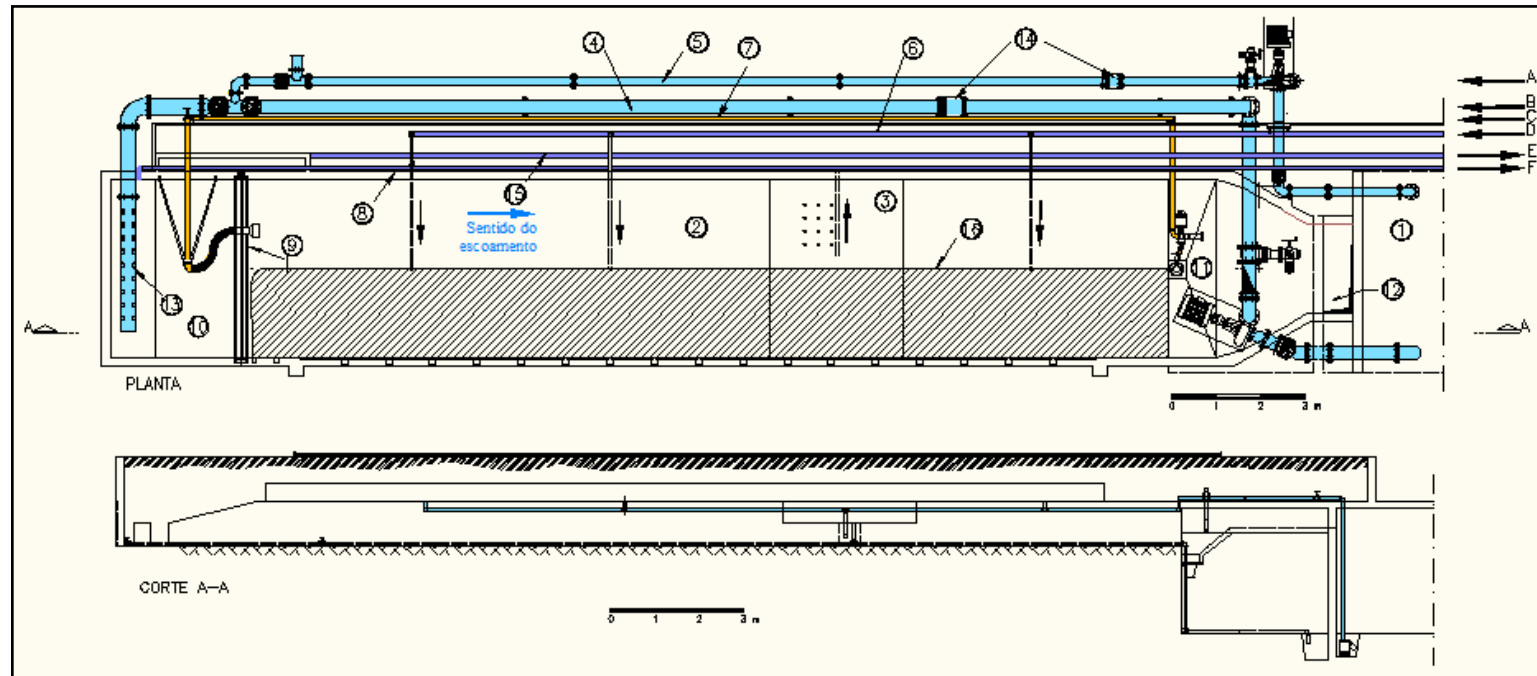


Figura 14 - Esquematização do canal de Hidráulica e Morfologia Fluvial (Adaptado de FAEL 2007).

**Legenda:**

- [1] - Tanque de abastecimento;
- [2] - Canal;
- [3] - Caixa paralelepípedica;
- [4] - Circuito de alimentação;
- [5] - Circuito de alimentação;
- [6] - Circuito de enchimento do fundo;
- [7] - Circuito de alimentação de material sólido;
- [8] - Circuito de drenagem do fundo do canal;
- [9] - Alimentador de material sólido;
- [10] - Rampa de aceleração do escoamento;

- [11] - Tremonha;
- [12] - Comporta pendular;
- [13] - Tubo difusor;
- [14] - Debitómetro electromagnético;
- [15] - Conduta de drenagem da água da mistura de alimentação de material sólido;
- [16] - Parede interior do canal;
- A - Tubagem proveniente da electrobomba menos potente;

- B - Tubagem proveniente da electrobomba mais potente;
- C - Tubagem proveniente da electrobomba do material sólido;
- D - Tubagem proveniente da electrobomba submersível;
- E - Tubagem de ligação ao tanque de abastecimento;
- F - Tubagem de ligação à caixa de descarga;

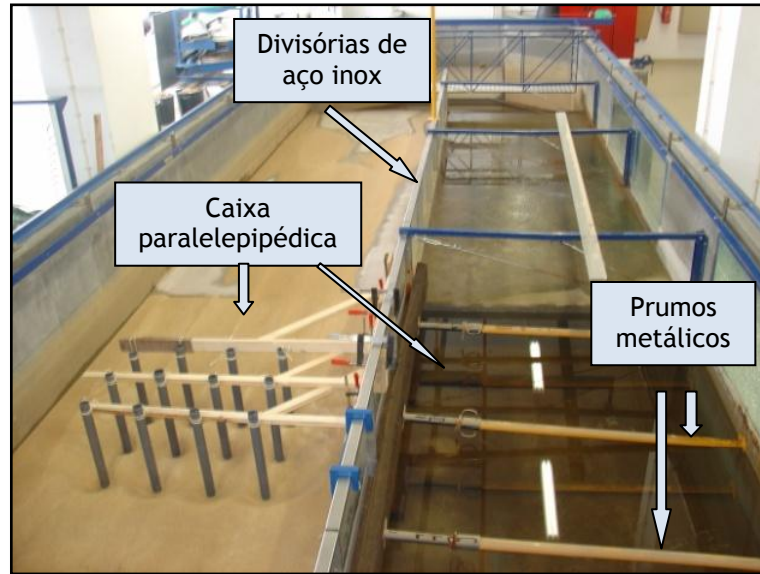


Figura 15 - Trecho do canal hidráulico.

Na parte inicial do canal existe uma rampa ascendente [10] no sentido de jusante com uma inclinação de aproximadamente  $14^\circ$  que tem como função garantir a aceleração do escoamento num troço relativamente curto e de modo a que haja uma distribuição mais homogénea do escoamento na secção inicial do canal (ver figura 16). Posteriormente, colocaram-se duas fiadas de tijolos perfurados, cujo objectivo é completar a função da rampa e permitir uma tranquilização do escoamento.

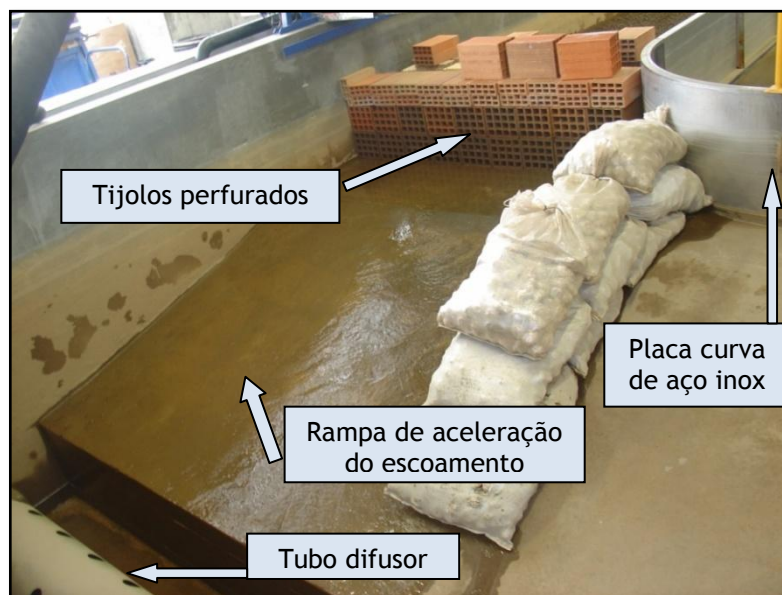


Figura 16 - Entrada do canal vista de montante.

A laje de fundo é interrompida na zona central, a 13,9 m da entrada do canal, em toda a sua largura. Essa zona é caracterizada por uma caixa paralelepípedica [3] com 3,0 m de comprimento e 0,6 m de profundidade (ver figura 15). As paredes laterais do canal têm 1,0 m de altura, com exceção da zona da caixa. Nessa caixa foram colocados os grupos de estacas, permitindo o desenvolvimento de cavidades de erosão sem interferência com o fundo fixo.

Na secção final do canal existe uma comporta pendular que é accionada manualmente através de um guincho com cabo e roldana [12]. Essa comporta tem 2,0 m de largura e permite regular os níveis de água no canal, tal como se pode visualizar na figura 17.

No trecho de jusante do canal, a montante da comporta, existe uma tremonha [11] com a capacidade de 2,3 m<sup>3</sup>, cujo objectivo é encaminhar o material sólido descarregado pelo canal propriamente dito para o circuito de alimentação de material sólido [7], em ensaios de fundo móvel.

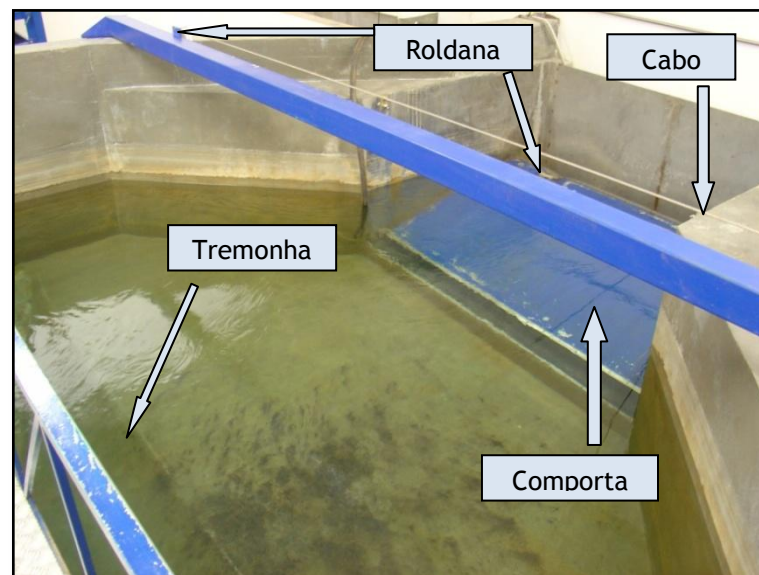


Figura 17 - Secção final do canal hidráulico.

O circuito hidráulico de alimentação [4] tem a capacidade de movimentar caudais que variam entre 0 a 180 ls<sup>-1</sup>. Para além dos órgãos hidromecânicos (debitómetro electromagnético e válvulas de seccionamento e de retenção), este circuito também é constituído por uma conduta de ferro fundido dúctil com 300 mm de diâmetro e um grupo electrobomba de velocidade variável cuja potência do motor é 13,76 kW a 985 r.p.m., permitindo elevar a água desde o tanque de abastecimento [1] até ao tubo difusor instalado à entrada do canal [13].

O circuito de enchimento do canal é constituído por uma conduta de ferro fundido dúctil com 60 mm de diâmetro e um grupo electrobomba submersível com uma potência de 1,3 kW e

cuja função é permitir, através de três saídas existente no fundo do canal, o enchimento lento e uniforme com um caudal total de  $5,0 \text{ ls}^{-1}$  até ao total preenchimento de vazios do material granular colocado no fundo da caixa central. Assim, evita-se a ocorrência de fenómenos não controlados de erosão no início dos ensaios que, de outro modo, ocorreriam se o canal fosse cheio com os circuitos hidráulicos de alimentação principais.

O circuito de drenagem do fundo do canal [8] funciona graviticamente através de uma conduta de ferro fundido dúctil com 80 mm de diâmetro e destina-se a realizar a drenagem de troços que não podem ser drenados pela manipulação da comporta pendular [12], nomeadamente o troço de montante e a caixa paralelepipedica [3], até uma caixa de descarga existente na casa das máquinas, que, por sua vez, liga o esgoto geral do edifício.

O caudal pretendido digita-se no autómato existente no painel de controlo. Esse autómato é constituído por um PLC (controlador lógico programável) com função de um PID (controlador proporcional integral diferencial), que permitem controlar todo o processo através de dispositivos de aquisição e de saída de informação. O caudal é inserido no circuito hidráulico, sendo medido através do debitómetro electromagnético [14], que por sua vez informa o autómato sobre o seu valor.

Sobre o canal está inserida uma ponte rolante (apoiada em dois carris nivelados existentes nos topos das paredes laterais do canal) que se desloca ao longo do comprimento útil do canal e que tem como função o suporte do equipamento de medição de níveis da superfície livre do escoamento.

### 3.3. Material granular do fundo

Para a caracterização da areia do fundo, foram efectuados diversos ensaios experimentais, de modo a determinar o valor de alguns parâmetros físicos e mecânicos. São eles o diâmetro mediano,  $D_{50}$ , o coeficiente de graduação,  $\sigma_g$ , a coesão,  $c'$ , o ângulo de atrito,  $\phi$  e a densidade das partículas sólidas,  $G$ .

A curva granulométrica do material granular foi obtida de acordo com o exposto na especificação E245 (1971), do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Com base na figura 18, que representa a curva de distribuição granulométrica, estando o eixo das abcissas graduado em escala logarítmica, verifica-se que o valor do diâmetro mediano do material do fundo,  $D_{50}$ , é de aproximadamente 0,86 mm. Essa curva foi obtida através da percentagem de areia que passa no peneiro e das massas acumuladas, apresentadas na tabela 4.

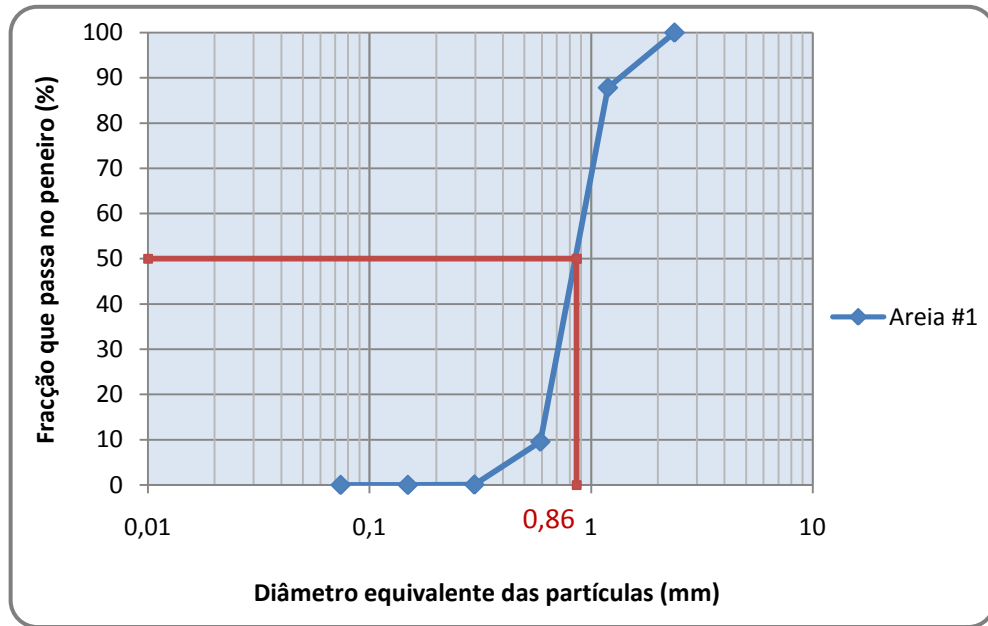


Figura 18 - Curva de distribuição granulométrica da areia do fundo.

Tabela 4 - Percentagem de sedimento que passa pelos peneiros.

Malha (mm)	Massas acumuladas (g)	Fracção que passa no peneiro (%)
2,38	0,0	100,0
1,19	24,2	87,9
0,59	180,2	9,6
0,297	199,2	0,1
0,149	199,3	0,0
0,074	199,3	0,0

O coeficiente de graduação,  $\sigma_g$ , obtém-se através da equação (73), e é aproximadamente igual a 1,3.

$$\sigma_D = \frac{1}{2} \left( \frac{D_{84,1}}{D_{50}} + \frac{D_{50}}{D_{15,9}} \right) \quad (73)$$

O valor de  $D_{50}$  permite, desde logo, antever a inexistência de ocorrência de rugas no fundo do canal dado que  $D_{50} > 0,6$  mm (CARDOSO, 1998). Dado que  $\sigma_g < 1,5 \sim 2$ , o material sólido pode ser considerado de granulometria uniforme. Segundo CHIEW (1984) e BAKER (1986) o desenvolvimento da cavidade de erosão não é influenciado pelo fenómeno de encouraçamento quando  $\sigma_g < 2,0$  e de acordo com RAUDKIVI e ETTEMA (1983) esse limite é 1,5. De facto, ao longo dos ensaios experimentais confirmou-se a não ocorrência de encouraçamento.

O gráfico representado na figura 19 resulta da realização de ensaios de corte directo em 4 provetes sujeitos a tensões normais diferentes com 62,07 kPa, 132,82 kPa, 238,94 kPa e 247,31 kPa. A figura mostra a relação entre a tensão de corte e o deslocamento horizontal. O ponto máximo de inflexão de cada curva corresponde ao início da rotura ao corte para cada uma das tensões aplicadas. Assim, através desse máximo obtido em cada um dos ensaios, obteve-se o gráfico representado na figura 20, fundamental para a determinação da coesão,  $c'$ , e do ângulo de atrito,  $\phi$ .

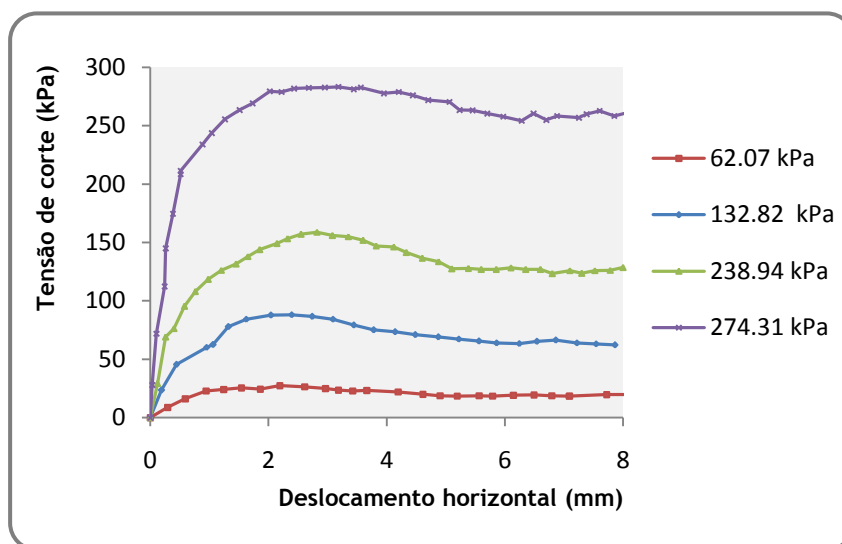


Figura 19 - Relação entre Tensão de Corte e Deslocamento Horizontal do material de fundo, para as diferentes Tensões Normais aplicadas.

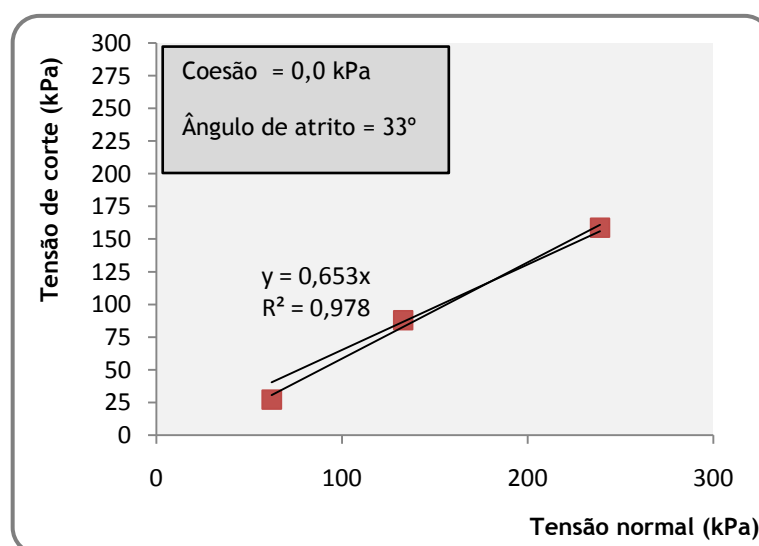


Figura 20 - Relação entre a tensão de corte e a tensão normal da areia, bem como os valores da coesão e do ângulo de atrito.

Na figura 20 estão também representadas duas rectas que correspondem às respectivas tensões máximas e residuais.

A equação de regressão obtida para a tensão de corte em função da tensão normal é a seguinte:

$$\zeta = 0,653\sigma \quad (74)$$

Para esta equação,  $R^2$  é aproximadamente igual a 0,978, o que denota um bom ajustamento das equações aos resultados obtidos.

Para a determinação da coesão e do ângulo de atrito, aplica-se a equação (75):

$$\zeta = c' + \sigma \operatorname{tg}\phi \quad (75)$$

Os valores da coesão,  $c'$ , e do ângulo de atrito,  $\phi$ , são 0,0 kPa e  $33^\circ$ , respectivamente.

Sendo o ângulo de atrito igual a  $33^\circ$ , comprova-se que se trata de uma areia bem graduada (FERNANDES (1994)). E sendo o material do fundo uma areia, é expectável que a coesão tome o valor 0,0 kPa.

Com base no procedimento prescrito na norma NP-83 do LNEC, determinou-se a densidade do material sólido,  $G$ , e tal como se pode constatar na tabela 5, o seu valor médio é 2,62.

Tabela 5 - Resultados obtidos experimentalmente para a análise da densidade específica da areia.

Número do Picnómetro		1	2	3	4
$p_1$	Peso do picnómetro vazio (0,01 gr)	83,78	84,65	83,93	84,24
$p'_2$	Peso do picnómetro cheio de água destilada à temperatura 20 °C (0,01 gr)	282,3	283,3	282,8	283,0
$p_3$	Peso do picnómetro e da amostra seca (0,01 gr)	220,0	210,3	207,8	203,3
$p_4$	Peso do picnómetro, da amostra e da água destilada (0,01 gr)	366,8	361,0	359,1	356,5
$p_2$	Peso do picnómetro cheio de água destilada à temperatura Tx (0,01 gr)	282,2	283,2	282,7	282,9
$p_5$	Peso da amostra (0,01 gr)	136,22	125,65	123,87	119,06
<b>G</b>	<b>Densidade do material sólido</b>	<b>2,63</b>	<b>2,62</b>	<b>2,60</b>	<b>2,61</b>

A análise anterior permitiu concluir que o material granular trata-se de uma areia do grupo SW (areia bem graduada), com ângulo de atrito igual a  $33^\circ$ , coesão igual a 0,0 kPa, e densidade igual a 2,62.

### 3.4. Descrição do grupo de estacas

Os grupos de estacas utilizados foram construídos em Cloreto de Polivinila (PVC), tendo cada estaca 5,0 cm de diâmetro e altura aproximadamente de 1,0 m, de modo a que ficassem acima do nível da água.

As estacas foram inseridas em pequenos cilindros de acrílico fixos numa placa de PVC colocada no fundo da caixa central. Esses cilindros têm aproximadamente 4,97 cm de diâmetro e cerca de 10,0 cm de altura e têm como função impedir o deslocamento das estacas do fundo da caixa e facilitar a sua perpendicularidade relativamente ao fundo do canal. Para manter a verticalidade das estacas, estas prenderam-se a um esquadro de madeira colocado horizontalmente e preso à parede amovível do canal.

Na figura 21 está representado o grupo de estacas já fixas na caixa paralelepípedica, bem como o pormenor da instalação das estacas nos cilindros de acrílico já presos ao fundo.

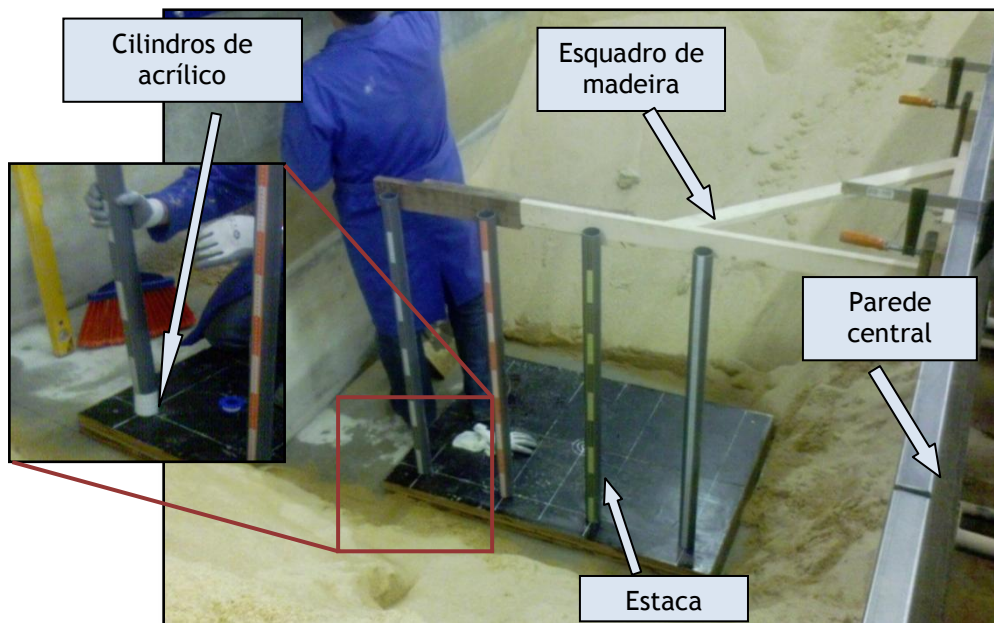


Figura 21 - Colocação do grupo de estacas fixo na zona central e pormenor da instalação das estacas no fundo.

### 3.5. Equipamento de medição

Ao longo dos ensaios experimentais procedeu-se à medição do caudal, do nível da superfície livre do escoamento e da profundidade de cavidades de erosão ao longo do tempo. Tal como referido anteriormente, o caudal,  $Q$ , e a altura do escoamento de aproximação,  $h$ , foram

mantidos constantes em todos os ensaios realizados, com os valores de  $124,0 \text{ ls}^{-1}$  e  $20,0 \text{ cm}$ , respectivamente.

Seguidamente, descreve-se de forma sucinta o equipamento de medição utilizado durante a campanha experimental.

### 3.5.1. Medição do caudal

A medição do caudal fez-se por intermédio de um debitómetro electromagnético [14] instalado no circuito hidráulico de alimentação. Na figura 22 estão representados o debitómetro electromagnético primário e secundário.

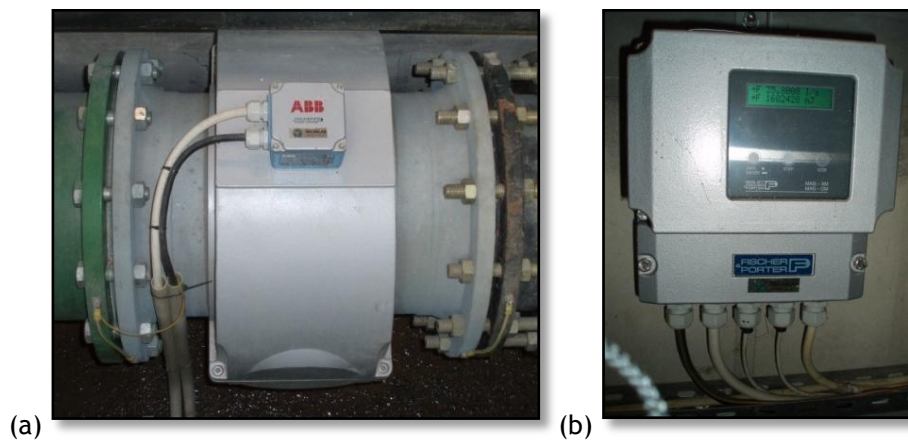


Figura 22 - Debitómetro electromagnético: (a) primário e (b) secundário (FAEL 2007).

No presente estudo não foi realizada a aferição do medidor de caudal, uma vez que este já tinha sido verificado anteriormente, como se pode constatar em FAEL 2007, no ponto 4.2.3 (pp. 76-77).

### 3.5.2. Medição do nível da superfície livre do escoamento e da profundidade das cavidades de erosão

O nível da superfície do escoamento e a profundidade das cavidades de erosão foram medidos com dois hidrómetros de ponta direita (ver figura 23). Um instalado na ponte rolante, que permitia a medição do nível da superfície de escoamento; o outro instalado numa barra de alumínio que se desloca em dois patins ao longo dos carris existentes no topo das paredes do canal.

A extremidade da ponta dos hidrómetros foi pintada de cor de laranja (2,0 cm de altura) para facilitar as medições.

As medições das profundidades das cavidades de erosão foram realizadas de modo a que ao descer o dispositivo, deixasse de ser visível essa extremidade pintada, cuja observação era auxiliada com um tubo de perspex fechado na extremidade com uma tampa do mesmo material, mergulhado ligeiramente no escoamento.

Apesar de os hidrómetros estarem dotados de um nónio que permite efectuar leituras com erros de medição da ordem de  $\pm 0,1$  mm, há que considerar que se mediram alturas de escoamento com erros da ordem de 1 mm, associados aos níveis oscilantes da superfície livre.

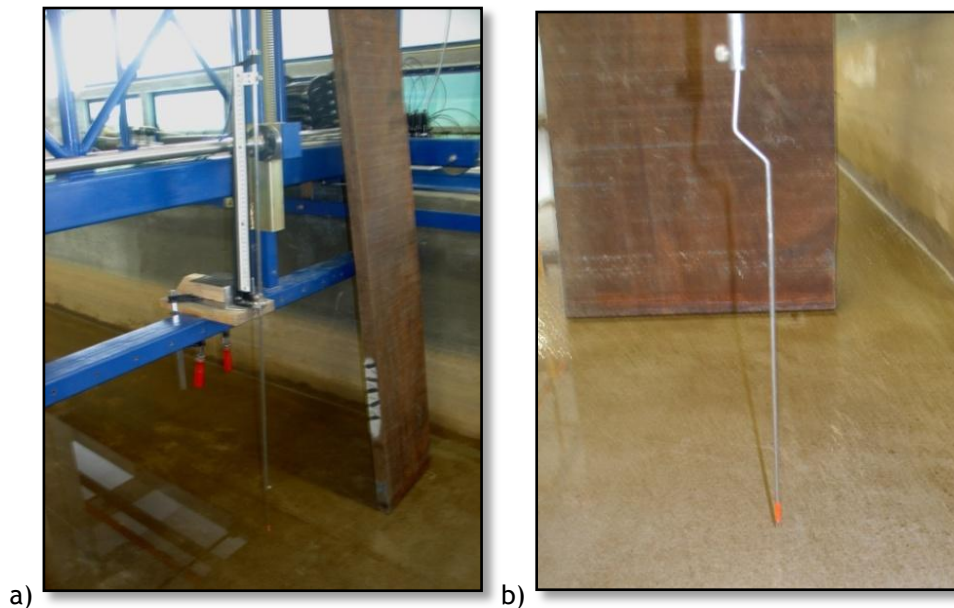


Figura 23 - a) Hidrómetro de ponta direita instalado na ponte rolante, b) pormenor da ponta do hidrómetro instalado na barra de alumínio.

### 3.6. Procedimento experimental

Antes de iniciar cada ensaio, procedeu-se à correcta colocação e posicionamento do grupo de estacas na zona central da caixa paralelepípedica (figura 21). As estacas eram inseridas nos cilindros de acrílico já presos ao fundo, niveladas e posteriormente presas a um esquadro de madeira para garantir a verticalidade das mesmas. Posteriormente, adoptou-se o seguinte procedimento experimental:

- i) Efectuou-se o preenchimento da caixa paralelepípedica com o material do fundo.
- ii) Seguidamente, o fundo foi nivelado com a ajuda de uma régua de alumínio, fazendo-se deslocar a régua ao longo da largura da caixa (ver figura 24).

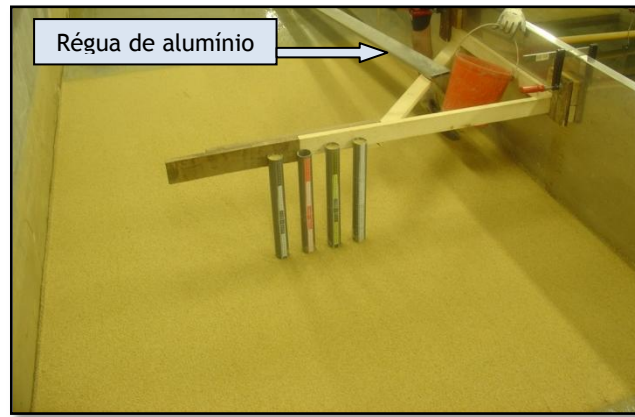


Figura 24 - Fundo do material sólido nivelado.

iii) Concluída a regularização do fundo, colocaram-se as folhas de zinco previamente recortadas junto das estacas, de modo a impedir a erosão junto das mesmas, antes do início do ensaio. Essas placas apresentavam perfurações centrais diferentes, consoante a forma do agrupamento de estacas em estudo, isto é, variando no número, e espaçamento das mesmas. Para a sua correcta e fácil remoção, aplicaram-se nas suas extremidades cordas, que ao serem manipulados permitiam uma remoção mais segura, isto é, sem alterar o fundo de areia. Quando o número de alinhamentos de estacas agrupadas era superior a um, colocava-se geotêxtil entre as placas, uma vez que cumpre o mesmo objectivo e é mais facilmente manuseável. A colocação de um ou dois tijolos sob as placas servia para impedir que as placas se mobilizassem, e consequentemente dar início ao processo erosivo antes do início do ensaio (ver figura 25).

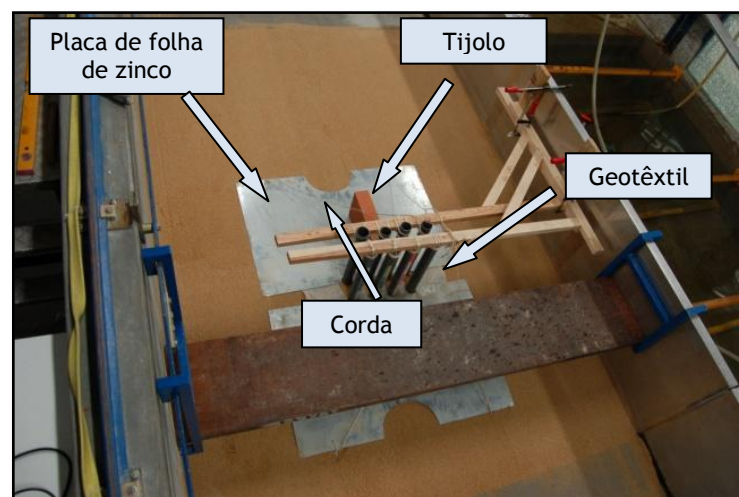


Figura 25 - Grupo de estacas protegido pelas placas, geotêxtil e tijolo.

- iv) De seguida, posicionaram-se os dois Hidrómetros, a fim de se obterem as leituras da profundidade das cavidades de erosão e o controlo da altura de água do escoamento que se iria impor.
- v) Posteriormente, encheu-se lentamente o canal com água, accionando para o efeito, o circuito de enchimento do fundo ([6]). Esse procedimento efectuava-se de modo a não alterar a configuração plana do fundo de areia, e consequentemente originar a saída de ar que se encontrava nos interstícios da areia, até se atingir uma altura de água de aproximadamente 20,0 cm.
- vi) Foi-se verificando a altura de água com a ajuda o hidrómetro instalado na ponte rolante e regulando manualmente a comporta pendular a jusante do canal (figura 23, [12]).
- vii) Quando o canal se encontrava com a altura de água pretendida, accionava-se o grupo electrobomba de abastecimento do canal e impunha-se o caudal pretendido ( $124 \text{ ls}^{-1}$ ).
- viii) Após as operações descritas, dava-se início ao ensaio com a remoção da folha de zinco.

As medições da profundidade de erosão foram efectuadas em função do tempo a montante da estaca, na zona central, uma vez que é a zona mais susceptível ao movimento do material do fundo, ou seja, zona onde se verificava a máxima profundidade da cavidade de erosão.

Durante o ensaio procedeu-se à medição dessa profundidade através do hidrómetro instalado na barra de alumínio, como se referiu no ponto 3.5.2. Dado que no início do ensaio a evolução da profundidade máxima das cavidades de erosão é acentuada, efectuaram-se várias leituras com intervalos de tempo reduzidos (na ordem dos minutos), e posteriormente com intervalos superiores (de hora em hora). Nos dias seguintes essa evolução era menos acentuada, e consequentemente, diminuía-se também o número de leituras efectuadas para 2 a 3 vezes por dia.

Os ensaios tiveram uma duração ininterrupta de pelo menos 8 dias. A paragem do ensaio ditava a paragem da electrobomba e a abertura da comporta pendular, de modo a efectuar um esvaziamento lento do canal, com o intuito de evitar alterações nas configurações da cavidade de erosão.

Após o esvaziamento do canal fotografava-se o fundo e mediam-se as dimensões em planta das cavidades de erosão com o auxílio de uma fita métrica.

Em anexo estão registadas as fichas individuais dos ensaios, onde se incluem as características de cada ensaio, bem como a evolução temporal da profundidade máxima das cavidades de erosão e o levantamento topográfico da cavidade de erosão realizado no final do ensaio 12.

## 4. CARACTERIZAÇÃO DE CAVIDADES DE EROSÃO JUNTO DE GRUPOS DE ESTACAS

### 4.1. Considerações gerais

O presente capítulo é constituído pela apresentação e discussão dos resultados obtidos experimentalmente, tendo em consideração: i) a caracterização dos resultados, determinando-se a profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão, analisando o efeito do espaçamento na evolução temporal e na profundidade de equilíbrio e o efeito do número de alinhamentos na profundidade de equilíbrio; ii) a comparação e discussão dos valores da profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão obtidos experimentalmente e previstos pelas metodologias descritas no capítulo 2; iii) a determinação e análise comparativa dos diâmetros equivalentes associados às cavidades de erosão obtidas experimentalmente e obtidos com base no proposto por SHEPPARD (2005) e RICHARDSON e DAVIS (2001) para pilares complexos; e iv) a influência do espaçamento na profundidade de equilíbrio, de acordo com ATAIE-ASHTIANI e BEHESHTI (2006).

Com o intuito de facilitar a compreensão das análises efectuadas, apresenta-se na figura 26, um desenho esquemático com a representação dos vários agrupamentos de estacas testados na campanha experimental. A figura mostra, ainda, a orientação do escoamento e os respectivos espaçamentos entre eixos de estacas bem como o número de linhas de estacas alinhadas.

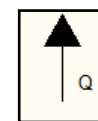
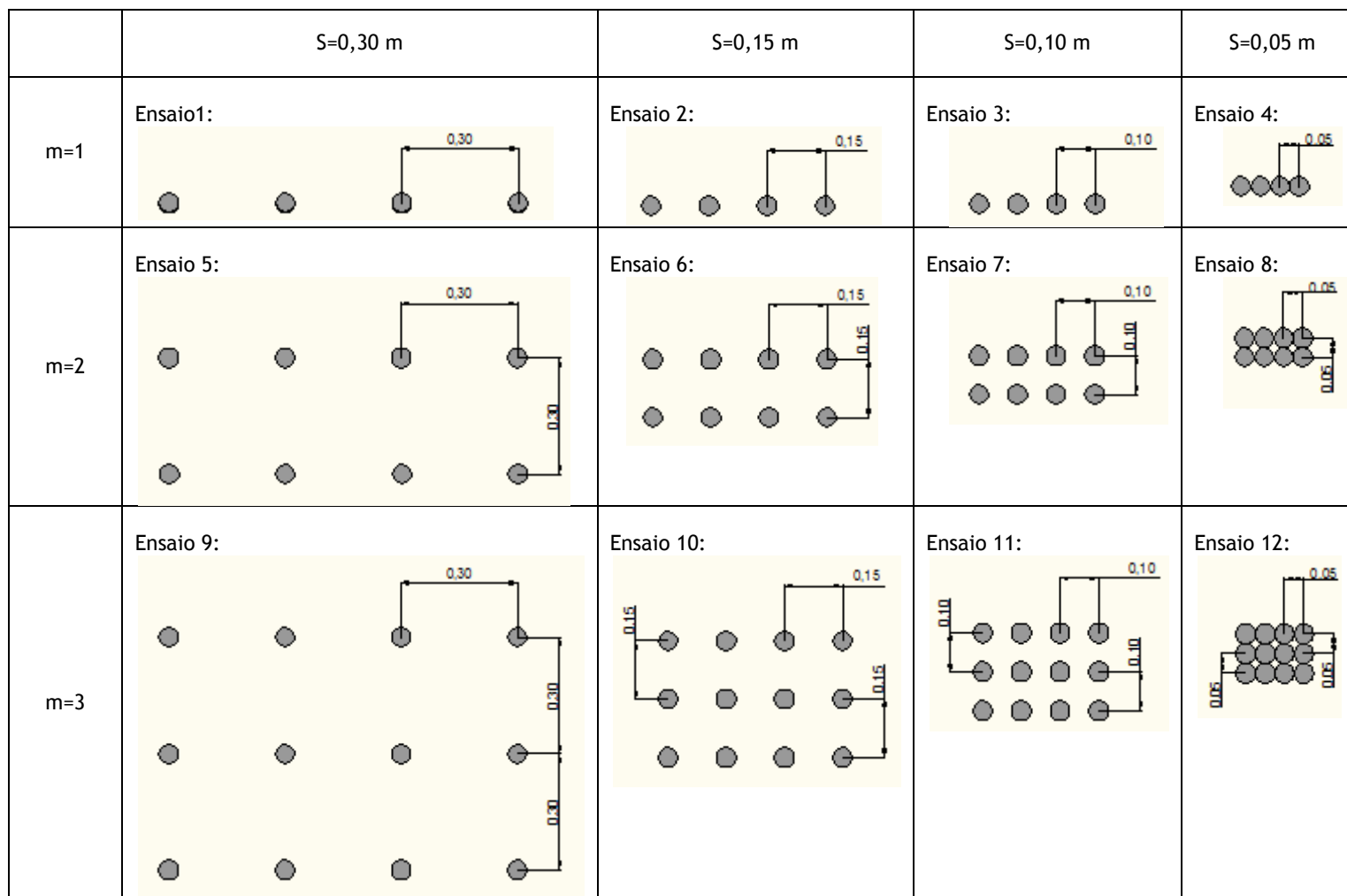


Figura 26 - Desenho esquemático dos grupos de estacas testados na campanha experimental do presente estudo.

## 4.2. Apresentação e discussão dos resultados

### 4.2.1. Caracterização dos resultados

#### 4.2.1.1. Profundidade de equilíbrio e tempo de equilíbrio

Ao longo das décadas, vários autores que têm proposto fórmulas empíricas de avaliação da evolução temporal da profundidade das cavidades de erosão.

A grande maioria sugere a existência de um tempo finito ou tempo de equilíbrio,  $T_e$ , a partir do qual a profundidade das cavidades de erosão se mantêm aproximadamente constantes. Serve de exemplo, o critério definido por CARDOSO e BETTESS (1999).

Alguns autores, como BERTOLDI e JONES (1998), apresentam contribuições em que a profundidade de equilíbrio,  $h_{se}$ , sendo finita, só se obtém para um tempo infinito. Outros, como da CUNHA (1973), apresentam contribuições em que a profundidade da cavidade de erosão,  $h_s$ , é infinita para  $t=\infty$ .

No presente trabalho utilizaram-se três métodos para tentar estabelecer a profundidade de equilíbrio,  $h_{se}$ , tendo por base a evolução temporal das profundidades de erosão dos ensaios considerados neste estudo.

O primeiro método aplicado na avaliação da profundidade de equilíbrio corresponde ao proposto por CARDOSO e BETTESS (1999), segundo o qual o equilíbrio é identificado representando a profundidade de erosão em função do logaritmo do tempo. Segundo os autores, o tempo de equilíbrio é o tempo onde a fase principal de erosão muda para fase de equilíbrio (mudança reconhecida com a variação do declive) e a profundidade de equilíbrio é a correspondente profundidade da cavidade de erosão. Esta mudança pode ser observada na figura 27.

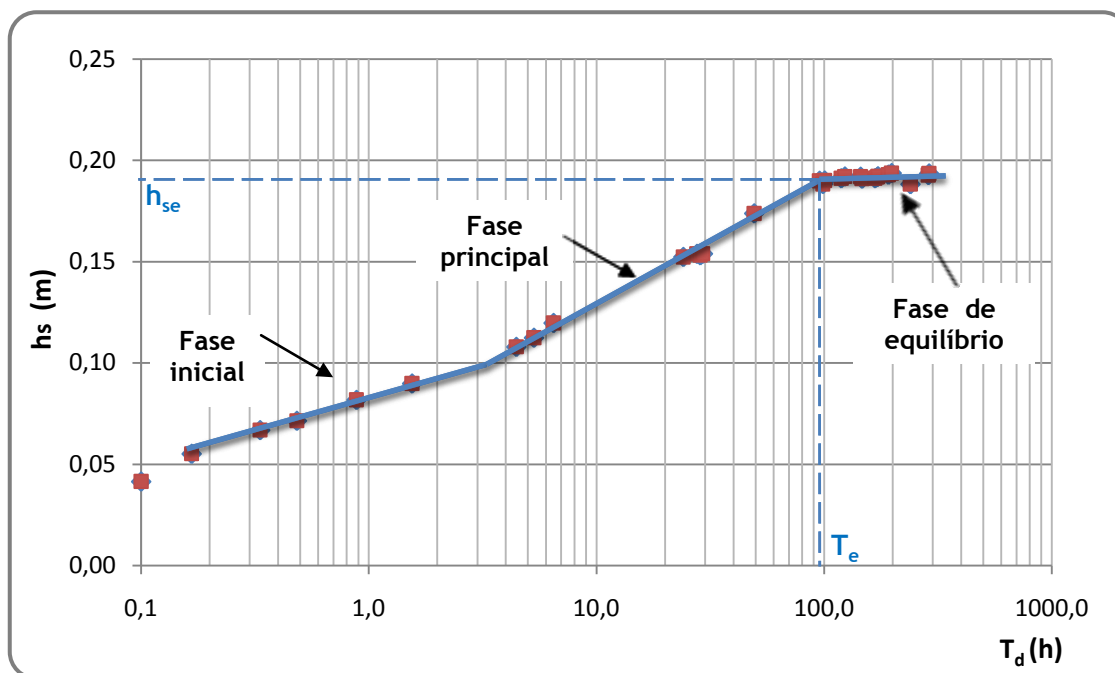


Figura 27 - Identificação da fase de equilíbrio de acordo com CARDOSO e BETTESS (1999).  
(ensaio 7:  $U=0,31 \text{ ms}^{-1}$ ;  $C_{ge} = 0,15 \text{ m}$ )

A aplicação do critério definido por CARDOSO e BETTESS (1999) à totalidade dos ensaios realizados não permitiu identificar, de forma inequívoca, a fase de equilíbrio. Neste sentido, optou-se por aplicar uma segunda metodologia, a correspondente ao proposto por MELVILLE e CHIEW (1999), segundo o qual o equilíbrio é atingido quando o aumento da profundidade da cavidade de erosão em 24 horas é inferior a 5% do comprimento do obstáculo, isto é:

$$h_s(t + 24h) - h_s(t) < 0,05C_{\text{pilar}} \quad (76)$$

O terceiro método aplicado na avaliação da profundidade de equilíbrio corresponde ao proposto por BERTOLDI e JONES (1998). Neste método, assume-se que o equilíbrio é atingido para um tempo infinito e que a profundidade de equilíbrio,  $h_{se}$ , é calculada ajustando a equação (77) à evolução temporal das profundidades de erosão.

$$h_{se} = p_1 \left(1 - \frac{1}{1+p_1 p_2 t}\right) + p_3 \left(1 - \frac{1}{1+p_3 p_4 t}\right) \quad (77)$$

Na equação (77),  $p_1$ ,  $p_2$ ,  $p_3$  e  $p_4$  são parâmetros obtidos por regressão. A profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão observada é dada pela equação (77) para  $t \rightarrow \infty$ , vindo:

$$h_{se(\text{exp})} = p_1 + p_3 \quad (78)$$

Na tabela 6 apresentam-se os valores finais da aplicação da metodologia proposta por BERTOLDI e JONES (1998) aos ensaios realizados no âmbito do presente estudo. Inclui-se, ainda, a duração de cada ensaio,  $T_d$ , o valor máximo das profundidades de erosão registadas experimentalmente,  $h_{s(max)}$ , a estaca no qual foi registada esse máximo,  $P_{nm}$ , o espaçamento característico de cada grupo de ensaio,  $S$ , e o número de alinhamentos,  $m$ .

Tabela 6 - Valores das variáveis características dos ensaios obtidos no presente estudo.

Ensaio	$m$ (m)	$S$ (m)	Estaca	$h_{s(max)}$ (m)	$T_d$ (h)	$h_{se(exp)}$ (m)
1	1	0,30	P11	0,1208	186,1	0,1246
5	2		P21	0,1353	257,9	0,1421
9	3		P31	0,1322	168,5	0,1372
2	1	0,15	P31	0,1616	305,8	0,1687
6	2		P31	0,1698	199,0	0,1744
10	3		P41	0,1782	174,1	0,1855
3	1	0,10	P31	0,1829	229,3	0,1870
7	2		P31	0,1987	289,5	0,2109
11	3		P31	0,2076	186,9	0,2149
4	1	0,05	P31	0,3329	263,4	0,3438
8	2		P11	0,3211	211,8	0,3376
12	3		P31	0,3061	177,1	0,3250

Na tabela 6 é possível verifica-se que a profundidade máxima de erosão se regista de forma mais sistemática no pilar P31, à excepção dos grupos de estacas com espaçamento,  $S$ , igual a 0,30 m. No entanto, dada a proximidade do comportamento entre a estaca P31 e as restantes onde se registou esse máximo, considerou-se que a máxima profundidade de erosão ocorria no pilar P31, para todos os casos (ver tabela 7). É ainda possível verificar que a profundidade de equilíbrio de erosão é máxima no ensaio 4 e mínima no ensaio 1. Nesses ensaios o grupo de estacas é constituído por apenas um alinhamento de estacas.

Com excepção dos grupos de estacas com espaçamento,  $S$ , igual a 0,05 m e 0,30 m, verifica-se que quanto maior é o número de alinhamentos, maior é a profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão. Sendo que, em grupos de estacas justapostas ( $S=0,05$  m), se verifica o comportamento oposto, ou seja, quanto maior o número de alinhamentos, menor é a profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão.

Atendendo à definição de pilares de grandes dimensões e tendo em conta que nesse tipo de pilares se constata um decréscimo da profundidade de equilíbrio com o acréscimo do comprimento do pilar, é de esperar que o mesmo se verifique em grupos de estacas justapostas.

Em grupos de estacas com  $S=0,30\text{m}$ , verifica-se que o valor superior da profundidade de equilíbrio regista-se quando o número de alinhamentos é igual a 2.

Na tabela 7 apresentam-se os desvios percentuais,  $\delta$ , da profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão relativos ao pilar P31 e os restantes pilares onde se registou esse máximo. Os desvios têm valores na ronda do 1%, com excepção no ensaio 1, em que o desvio é igual a 3,60%.

Tabela 7 - Desvio entre os valores da profundidade de erosão obtidos no pilar P31 e nos restantes pilares onde se registou esse máximo.

	Ensaio 1	Ensaio 5	Ensaio 8	Ensaio 10
P11	0,1208	-	0,3211	-
P21	-	0,1353	-	-
P31	0,1166	0,1347	0,318	0,1762
P41	-	-	-	0,1782
$\delta$ (%)	3,60	0,45	0,97	1,14

De um modo geral, e tendo por base os ensaios experimentais realizados, verificou-se, que para os grupos de estacas com  $S=0,30\text{ m}$ , cada estaca tinha um comportamento aparentemente isolado e semelhante à de um pilar simples, com influência mínima na erosão das estacas adjacentes. No caso de grupos de estacas justapostas, isto é, com  $S=0,05\text{ m}$ , independentemente do número de alinhamentos, verificou-se um comportamento semelhante ao de um pilar de maiores dimensões, registando-se os valores mais elevados de profundidade de equilíbrio de erosão.

Seguidamente será analisado com mais pormenor a influência do espaçamento e do número de alinhamentos na profundidade de erosão.

#### 4.2.1.2. Efeito do espaçamento na evolução temporal e na profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão

Nesta secção, aborda-se inicialmente o efeito do espaçamento na evolução temporal das cavidades de erosão e posteriormente o efeito do mesmo na profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão.

Nas figuras 28, 29 e 30 apresenta-se a evolução temporal da profundidade máxima das cavidades de erosão. Os ensaios são agrupados tendo em consideração os grupos de estacas com o mesmo número de linhas de estacas alinhadas,  $m$ , de modo a se aferir o efeito do espaçamento na profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão.

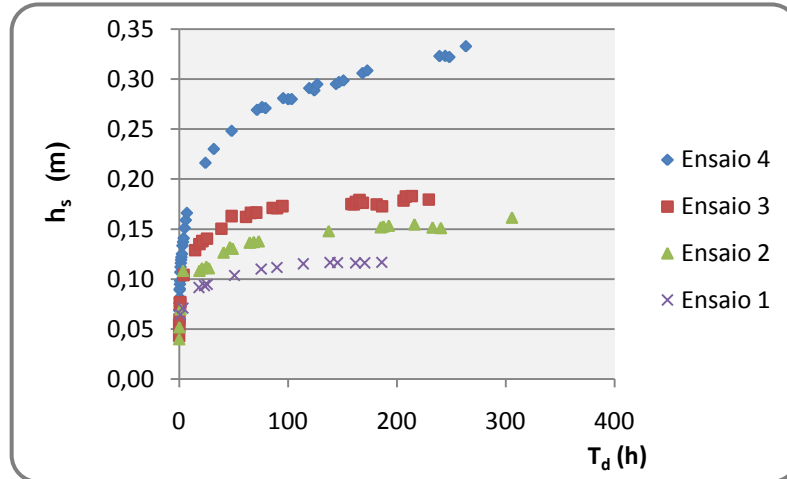


Figura 28 - Evolução temporal das cavidades de erosão para grupos de estacas com  $m=1$ .

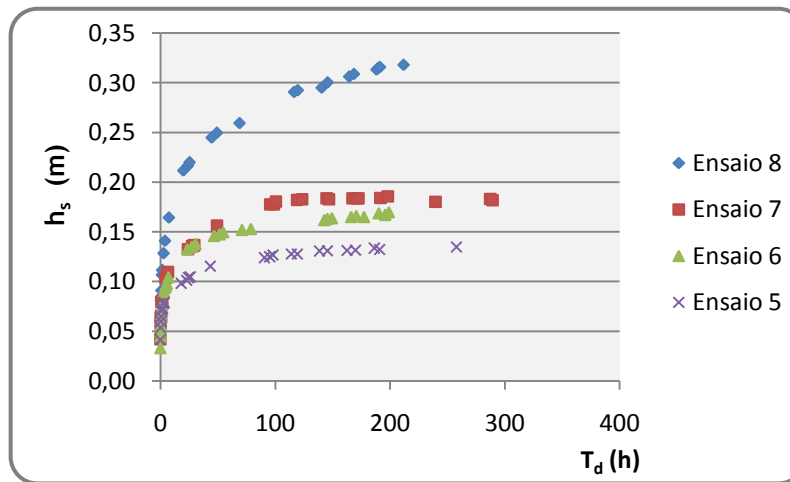


Figura 29 - Evolução temporal das cavidades para grupos de estacas com  $m=2$ .

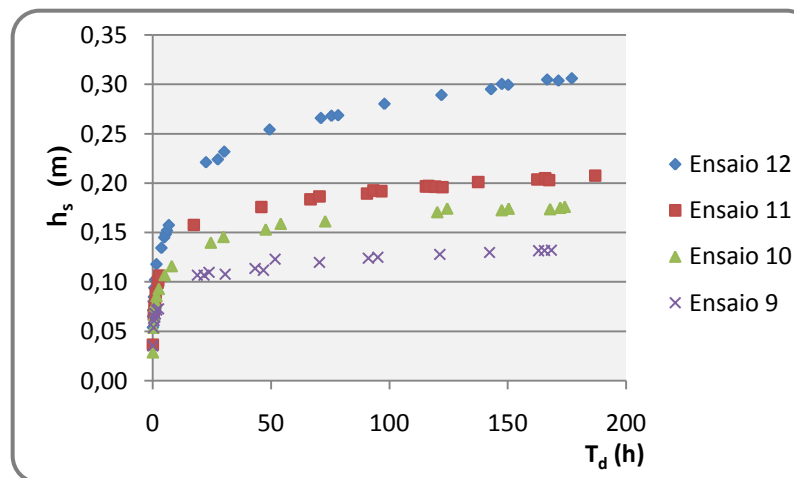


Figura 30 - Evolução temporal das cavidades para grupos de estacas com  $m=3$ .

A análise das figuras 28, 29 e 30 permite constatar que, independentemente do número de alinhamentos, o espaçamento tem influência na evolução temporal da profundidade de erosão, sendo o seu desenvolvimento tanto maior quanto menor o espaçamento. É de salientar que, para grupos de estacas com espaçamento  $S=0,05$  m, isto é, para os ensaios 4, 8 e 12, a evolução temporal e os valores da profundidade máxima de erosão são mais acentuados do que em grupos de estacas com espaçamentos superiores.

Na figura 31 apresenta-se a variação da profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão em função do espaçamento.

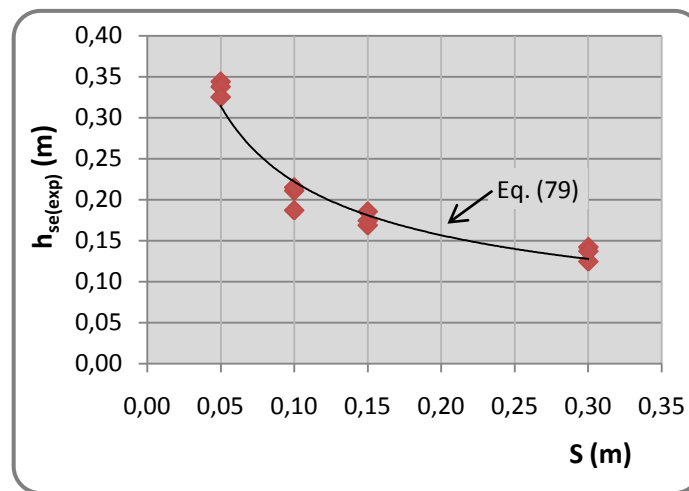


Figura 31 - Variação da profundidade de equilíbrio com o espaçamento entre as estacas.

A equação de regressão obtida pela variação da profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão,  $h_{se(exp)}$ , com o espaçamento entre as estacas,  $S$ , é a seguinte:

$$h_{se(exp)} = 0,069 S^{-0,50} \quad (79)$$

Para esta equação,  $R^2$  é aproximadamente igual a 0,947, o que denota um bom ajustamento da equação aos resultados obtidos.

A análise da figura 31 permite verificar que a profundidade de equilíbrio tem o valor mínimo quando o espaçamento entre estacas é igual a 0,30 m, e é a máxima quando o espaçamento entre estacas é igual a 0,05 m. Conclui-se, ainda, que o espaçamento influencia directamente a profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão de um grupo de estacas, sendo tanto maior, quanto menor for o espaçamento. Isto deve-se ao facto de a proximidade de estacas impedir o escoamento da água entre elas, induzindo modificações nos perfis de velocidades médias e aumentando a intensidade da turbulência na zona da secção das estacas. Consequentemente, há um acréscimo na dimensão da cavidade de erosão, quer em planta

quer em profundidade (como se pode constatar nas fotografias dos ensaios apresentadas em anexo).

#### 4.2.1.3. Efeito do número de alinhamentos na evolução temporal da profundidade de erosão

Nas figuras 32, 33, 34 e 35 apresenta-se a evolução temporal da profundidade máxima de erosão para o grupo de ensaios experimentais com o mesmo espaçamento entre eixos de estacas,  $S$ . Desta forma, é possível averiguar a influência do número de alinhamentos de estacas na profundidade de erosão junto de grupos de estacas com o mesmo espaçamento.

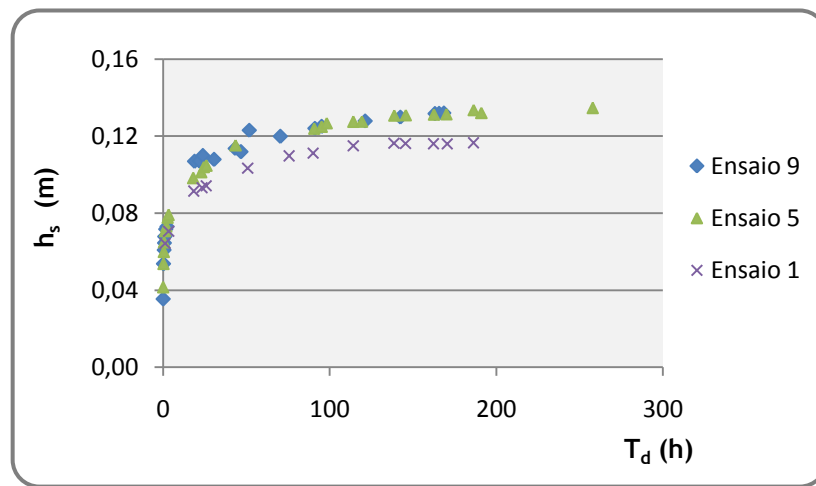


Figura 32 - Evolução temporal das cavidades de erosão para os ensaios com  $S=0,30m$ .

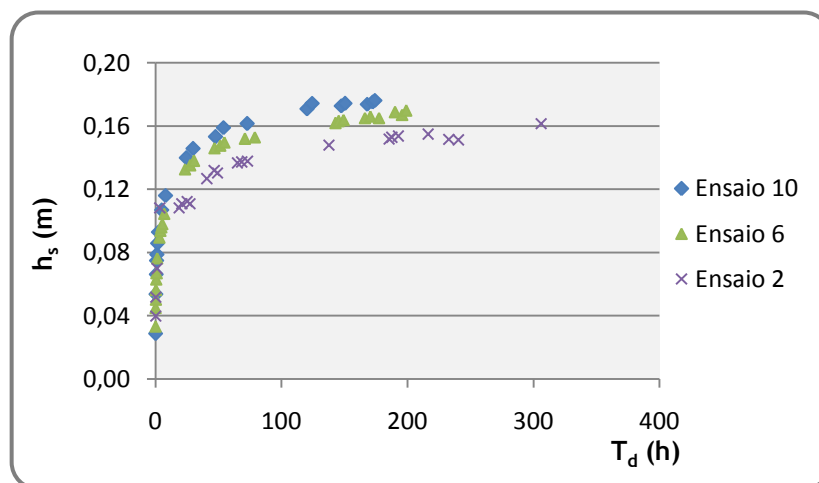


Figura 33 - Evolução temporal das cavidades de erosão para os ensaios com  $S=0,15m$ .

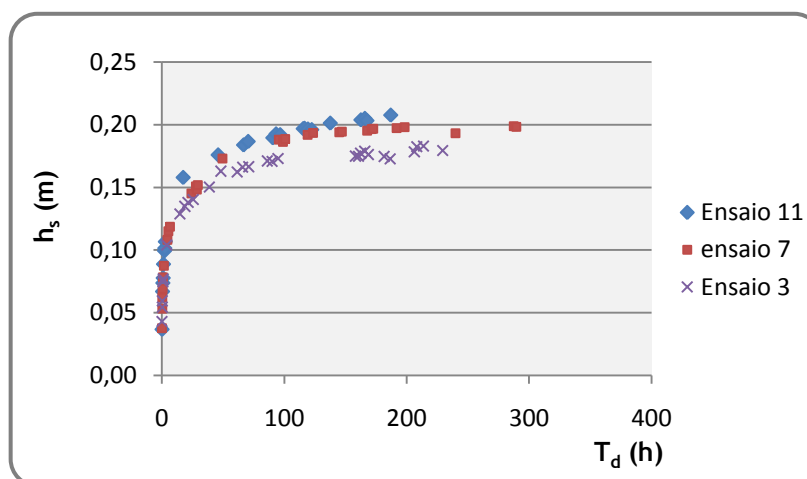


Figura 34 - Evolução temporal das cavidades de erosão para os ensaios com  $S=0,10m$ .

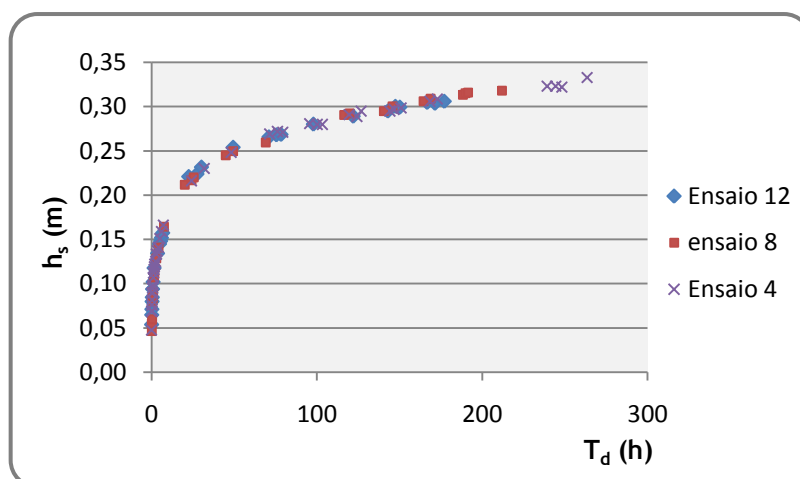


Figura 35 - Evolução temporal das cavidades de erosão para os ensaios com  $S=0,05m$ .

Analisando a evolução temporal da cavidade de erosão das figuras 32, 33 e 34 (grupos de estacas não justapostas), verifica-se que os valores da profundidade de erosão são tanto maiores, quanto maior for o número de alinhamentos. Isso porque, com o aumento do número de alinhamentos, aumenta também o número de estacas (4 por alinhamento), e, conseqüentemente, as modificações induzidas pela proximidade das mesmas.

Para grupos de estacas justapostas a evolução temporal da profundidade das cavidades de erosão é homóloga para os três grupos de estacas, que diferenciam entre si no número de alinhamentos (ver figura 35). Como tal, pode-se concluir que o número de alinhamentos não é um factor condicionante na evolução temporal da profundidade de erosão junto de grupos de estacas com estas características. No entanto, os valores da profundidade de equilíbrio são tanto menores, quanto maior o número de estacas alinhadas,  $m$ , apesar da evolução das profundidades de erosão ter um desenvolvimento inicial ligeiramente superior nos casos em que o número de estacas alinhadas era superior.

Um dos aspectos interessantes observados durante o processo experimental foi o facto de se registarem algumas deposições de material sólido junto à secção das estacas, sendo mais frequentes nos casos em que o número de alinhamentos,  $m$ , era superior a 1. Isso deve-se a possíveis quedas de taludes da cavidade de erosão (influenciado pelo ângulo de atrito e à ausência de coesão do material granular) e à influência da proximidade das estacas nos perfis de velocidade média e turbulência (referido anteriormente).

#### 4.2.2. Comparação entre os valores da profundidade de equilíbrio obtidos experimentalmente e previstos pelas metodologias

##### 4.2.2.1. Profundidade de equilíbrio segundo SHEPPARD (2005) e RICHARDSON e DAVIS (2001) para pilares simples

Na figura 36 apresentam-se os valores de  $h_{se}$  obtidos experimentalmente e os previstos por RICHARDSON e DAVIS (2001) (equação (1)), e SHEPPARD (2005) (equação (7)).

Os ensaios são agrupados tendo em consideração os grupos de estacas com espaçamentos iguais a 0,30 m e 0,05 m, de modo a tratar o grupo de estacas como um pilar simples de diâmetro igual a 0,05 m (comportamento isolado de cada estaca) e 0,20 m (comportamento de todo o grupo de estacas como um único pilar), respectivamente.

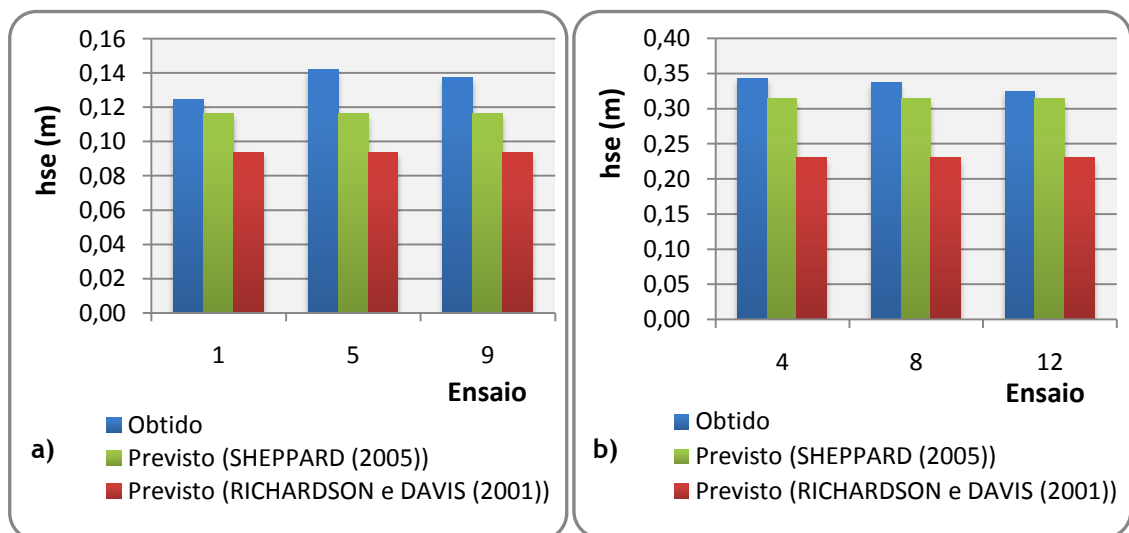


Figura 36 - Valor da profundidade de equilíbrio obtida e prevista segundo RICHARDSON e DAVIS (2001) e SHEPPARD (2005), para: a)  $S=0,30$  m e b)  $S=0,05$  m.

A análise da figura 36 permite constatar que os valores previstos pela equação sugerida por RICHARDSON e DAVIS (2001) registam grandes desvios em relação aos obtidos experimentalmente, apresentando desvios que variam entre 25,03% e 34,27% (ensaios 1 e 5,

respectivamente). Conclui-se, portanto, que a formulação proposta por este autor para a caracterização da profundidade de equilíbrio de erosão, não se ajusta aos resultados obtidos experimentalmente no presente estudo.

Já os valores previstos pela equação sugerida por SHEPPARD (2005) registam desvios inferiores, variando entre 3,33% e 18,04% (ensaios 12 e 5, respectivamente). De uma forma geral, os menores desvio ocorrem para o grupo de estacas justapostas, cujos desvios variam entre 3,33% e 8,60%.

#### 4.2.2.2. Profundidade de equilíbrio segundo JOHNSON e TORRICO (1994) e SHEPPARD e JONES (2000) para pilares de grandes dimensões

Na figura 37 apresentam-se os valores da profundidade de equilíbrio de erosão obtida e previstas pelas metodologias propostas por JOHNSON e TORRICO (1994) e SHEPPARD e JONES (2000), equações (13) e (11), respectivamente. Ambas as metodologias são propostas para previsões da profundidade de equilíbrio junto de pilares de grandes dimensões, pelo que só se analisa o grupo de estacas com as características do ensaio 12, dada a proximidade à definição de pilares de grandes dimensões (a largura do grupo de estacas é igual ou superior à altura do escoamento de aproximação).

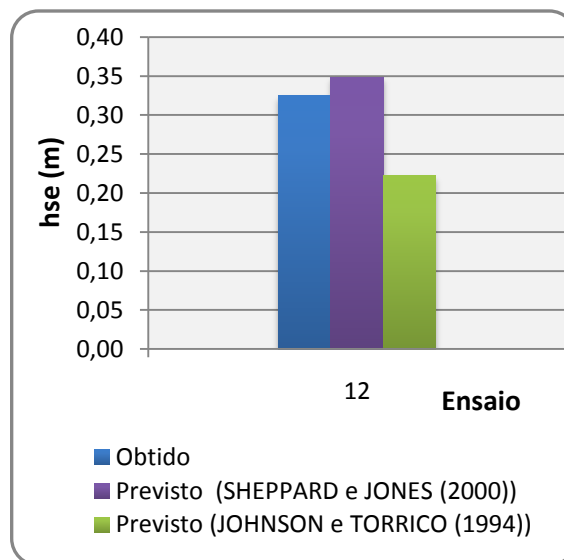


Figura 37 - Valores da profundidade de equilíbrio obtida e prevista segundo JOHNSON e TORRICO (1994) e SHEPPARD e JONES (2000) para o ensaio 12 ( $m=3$  e  $S=0,05$  m).

Os valores obtidos pela equação de JOHNSON e TORRICO (1994), quando comparados com os obtidos experimentalmente, resultam num desvio igual a 31,48%.

As previsões segundo SHEPPARD e JONES (2000) apresentam uma discrepância inferior, sendo o seu desvio em relação aos valores obtidos experimentalmente igual a 7,40%.

#### 4.2.2.3. Profundidade de equilíbrio segundo SHEPPARD (2005) e RICHARDSON e DAVIS (2001) para pilares complexos

Na figura 38 apresentam-se os valores de  $h_{se}$  obtidos experimentalmente e previstos pelas metodologias sugeridas por SHEPPARD (2005) e RICHARDSON e DAVIS (2001) para pilares complexos (ponto 2.4.).

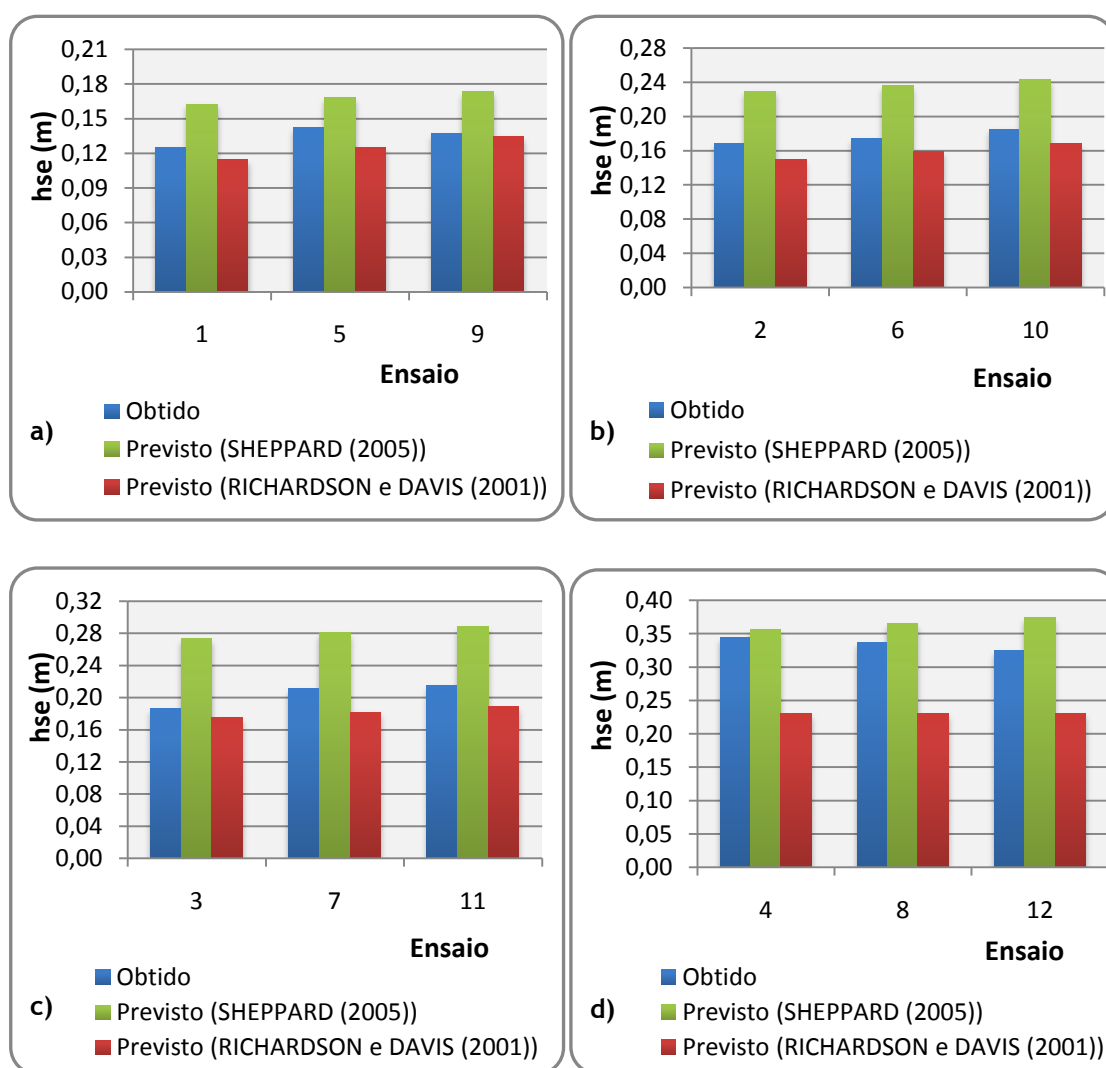


Figura 38 - Profundidades de equilíbrio obtidas e previstas segundo SHEPPARD (2005) e RICHARDSON e DAVIS (2001), para: a)  $S=0,30$  m; b)  $S=0,15$  m; c)  $S=0,10$  m e d)  $S=0,05$  m.

A análise da figura 38 permite verificar que:

- i) Os valores previstos por SHEPPARD (2005) apresentam, invariavelmente, valores superiores aos obtidos experimentalmente, independentemente do número de alinhamentos de estacas ou do espaçamento entre as mesmas. Essas discrepâncias são mais acentuadas quando o grupo de estacas não é justaposto, (isto é, quando o espaçamento entre estacas é superior a 0,05 m) apresentando maiores desvios para espaçamentos entre estacas menores;
- ii) As previsões resultantes da aplicação da metodologia sugerida por SHEPPARD (2005), para grupos de estacas cujo espaçamento entre estacas é igual a 0,30 m (figura 38 a)), apresentam uma grande divergência em relação aos valores obtidos, com desvios entre 18,27% e 30,50%;
- iii) Para grupos de estacas com espaçamento igual a 0,15 m (figura 38 b)), os valores da profundidade de equilíbrio previstos por SHEPPARD (2005) têm um desvio entre 31,21% e 36,25%, em relação aos obtidos experimentalmente;
- iv) Para grupos de estacas com espaçamento igual a 0,10 m (figura 38 c)) os valores da profundidade de equilíbrio previstos por SHEPPARD (2005) têm um desvio entre 34,19% e 46,13%, em relação aos obtidos experimentalmente;
- v) Para grupos de estacas justapostas (figura 38 d)), a discrepância entre os valores obtidos e os previstos pela metodologia sugerida por SHEPPARD (2005) é menos acentuada. Ainda assim, apresentam desvios entre 3,56% e 15,06%;
- vi) As previsões resultantes da aplicação da formulação proposta por RICHARDSON e DAVIS (2001), para grupos de estacas cujo espaçamento entre estacas é igual a 0,05 m (figura 38 d)), apresentam uma grande divergência em relação aos valores obtidos, apresentando desvios entre 29,22% e 33,08%. No entanto, é importante referir que, ao contrário do que se verifica experimentalmente (ver tabela 6), os valores previstos segundo esta metodologia, são constantes e iguais a 0,230 m, independentemente do número de alinhamentos de estacas;
- vii) Para grupos de estacas com espaçamento superior a 0,05m (figura 38 a), b) e c)), as discrepâncias entre os valores obtidos e os previstos pela metodologia proposta por RICHARDSON e DAVIS (2001) são inferiores aos previstos por SHEPPARD (2005), apresentando desvios entre 1,84% e 13,69%.

Em suma, conclui-se que, independentemente do número de alinhamentos de estacas, a formulação proposta por SHEPPARD (2005), para caracterizar a profundidade de equilíbrio em grupos de estacas, em que o espaçamento é superior a 0,05 m e a formulação proposta por RICHARDSON e DAVIS (2001) para caracterizar a profundidade de equilíbrio em grupos de

estacas em que o espaçamento é igual a 0,05 m, não se ajustam aos resultados obtidos na campanha experimental do presente estudo.

#### 4.2.3. Diâmetro equivalente associado à profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão

Neste ponto pretende-se estimar os diâmetros equivalentes associados às profundidades das cavidades de erosão obtidas experimentalmente,  $D_{ge(exp)}$ , e aos valores obtidos com base nas metodologias sugeridas por SHEPPARD (2005) e RICHARDSON e DAVIS (2001) para pilares complexos,  $D_{ge}$ .

Na tabela 8 apresentam-se os valores desses diâmetros equivalentes, bem como os desvios percentuais entre eles, os valores da profundidade de equilíbrio registados em cada ensaio e os respectivos espaçamentos entre estacas.

Tabela 8 - Diâmetros equivalentes associados aos resultados obtidos experimentalmente e aos obtidos com base nas metodologias sugeridas por SHEPPARD (2005) e RICHARDSON e DAVIS (2001).

Ensaio	S (m)	$h_{se(esp)}$ (m)	SHEPPARD (2005)			RICHARDSON e DAVIS (2001)		
			$D_{ge(exp)}$ (m)	$D_{ge}$ (m)	$\delta$ (%)	$D_{ge(exp)}$ (m)	$D_{ge}$ (m)	$\delta$ (%)
1	0,30	0,125	0,054	0,076	28,37	0,078	0,068	12,35
2	0,15	0,169	0,079	0,122	35,23	0,124	0,103	16,65
3	0,10	0,187	0,091	0,160	42,86	0,145	0,132	9,27
4	0,05	0,344	0,233	0,247	5,81	0,371	0,200	46,11
5	0,30	0,142	0,064	0,079	19,48	0,095	0,078	18,16
6	0,15	0,174	0,083	0,128	35,20	0,131	0,114	12,88
7	0,10	0,211	0,108	0,167	35,21	0,175	0,139	20,29
8	0,05	0,338	0,226	0,258	12,60	0,361	0,200	44,58
9	0,30	0,137	0,061	0,082	26,10	0,090	0,088	2,83
10	0,15	0,185	0,090	0,133	32,42	0,144	0,124	13,56
11	0,10	0,215	0,110	0,174	36,69	0,180	0,147	18,37
12	0,05	0,3250	0,212	0,269	21,40	0,340	0,200	41,23

Da análise da tabela 9, verifica-se que os diâmetros equivalentes resultantes da formulação de RICHARDSON e DAVIS (2001), para as condições do presente estudo, apresentam desvios

inferiores para os casos em que o grupo de estacas apresenta espaçamento superior a 0,05 m (desvios entre os 2,83% e 20,29%). Já as menores discrepâncias registadas segundo a metodologia de SHEPPARD (2005) ocorrem em grupos de estacas com espaçamento igual a 0,05 m, apresentando desvios entre 5,81% e 21,40%. Este comportamento foi igualmente verificado aquando a análise comparativa entre os valores da profundidade de erosão previstos por cada um dos autores e os obtidos experimentalmente.

Com base nos desvios resultantes da aplicação das metodologias referidas, apresenta-se a tabela 9, onde estão definidos os parâmetros que constituem as respectivas formulações para a determinação do diâmetro equivalente.

Tabela 9 - Parâmetros presentes nas metodologias de SHEPPARD (2005) e RICHARDSON e DAVIS (2001)

	$K_{sp}$	$K_h$	$K_m$	$K_f$	$b_{ge}$ (m)
SHEPPARD (2005)	$\left(\frac{b_e}{b_{ge}}\right); \left(\frac{S}{b_e}\right)$	$\left(\frac{\bar{Y}_m}{\bar{h}_{max}}\right)$	$(\theta); (m)$	$\left(\frac{S}{b_e}\right); (\theta)$	$(b_e)$
RICHARDSON e DAVIS (2001)	$\left(\frac{b_e}{b_{ge}}\right); \left(\frac{S}{b_e}\right)$	—	$\left(\frac{S}{b_e}\right); (m)$	—	$(b_e)$

Da análise da tabela 9, constata-se que as formulações propostas para a determinação do diâmetro equivalente diferem entre si no número de coeficientes aplicados, bem como na determinação do factor  $K_m$ , que é o coeficiente que tem em conta o número de linhas de estacas alinhadas,  $m$ .

Atendendo às equações (66) e (67) de RICHARDSON e DAVIS (2001), e tendo em conta as características do presente estudo, verifica-se que com a diminuição do espaçamento entre estacas,  $S$ , vai diminuir também o valor do factor  $K_m$  e aumentar o do factor  $K_{sp}$  (coeficientes que têm em conta o número de linhas de estacas alinhadas e o espaçamento entre eixos de estacas, respectivamente). Apesar disso, o diâmetro equivalente é crescente com o decréscimo do espaçamento,  $S$ . Como o factor  $K_m$  diminui com o decréscimo do espaçamento, irá induzir a valores de  $D_{ge}$  menos acentuados e, conseqüentemente, a profundidades de equilíbrio menos acentuadas. Esse comportamento não se equipara aos resultados experimentais, especialmente para os casos em que o espaçamento entre estacas é igual a 0,05 m, onde as profundidades de erosão são muito mais acentuadas que para grupos de estacas com espaçamentos maiores e o mesmo número de alinhamentos.

Segundo as formulações de SHEPPARD (2005) descritas anteriormente no ponto 2.4.2.1., e tendo em conta as características do presente estudo, verifica-se que: i) os coeficientes que

têm em conta o espaçamento entre as estacas e a forma do pilar ou do grupo de estacas ( $K_{sp}$  e  $K_f$ , respectivamente), aumentam com o decréscimo do espaçamento; ii) o coeficiente  $K_m$  aumenta com o acréscimo de linhas de estacas alinhadas,  $m$ ; e iii) o coeficiente que tem em conta a altura do grupo de estacas acima do fundo ajustado,  $K_h$ , é constante para as condições do presente estudo.

Dado que: i) no presente estudo não existe maciço de encabeçamento, o factor  $K_h$  toma o valor máximo, igual à unidade (independentemente do espaçamento e do número de alinhamentos de estacas); e ii) sendo o coeficiente  $K_m$  influenciado apenas pelo número de alinhamentos e pelo ângulo de incidência, o seu valor vai ser constante para grupos de estacas que apresentem o mesmo número de alinhamentos (independentemente do espaçamento entre estacas); justifica-se, assim, a ocorrência de desvios acentuados na formulação de SHEPPARD (2005), para grupos de estacas em que o espaçamento é superior a 0,05 m.

#### 4.2.4. Influência do espaçamento na profundidade de equilíbrio, de acordo com ATAIE-ASHTIANI e BEHESHTI (2006)

Nesta secção pretende-se avaliar a influência do espaçamento na profundidade de equilíbrio, com base no exposto por ATAIE-ASHTIANI e BEHESHTI (2006).

Assim, na figura 39 representam-se os valores de  $h_{se(exp)}/h_{se(estaca)}$  em função de  $S/b_e$ , com base nos resultados obtidos no presente estudo e os obtidos segundo SHEPPARD (2005) e RICHARDSON e DAVIS (2001) para pilares complexos. A figura, inclui ainda as curvas de regressão associadas aos valores de  $h_{se(exp)}/h_{se(estaca)}$  em função de  $S/b_e$  para os três casos.

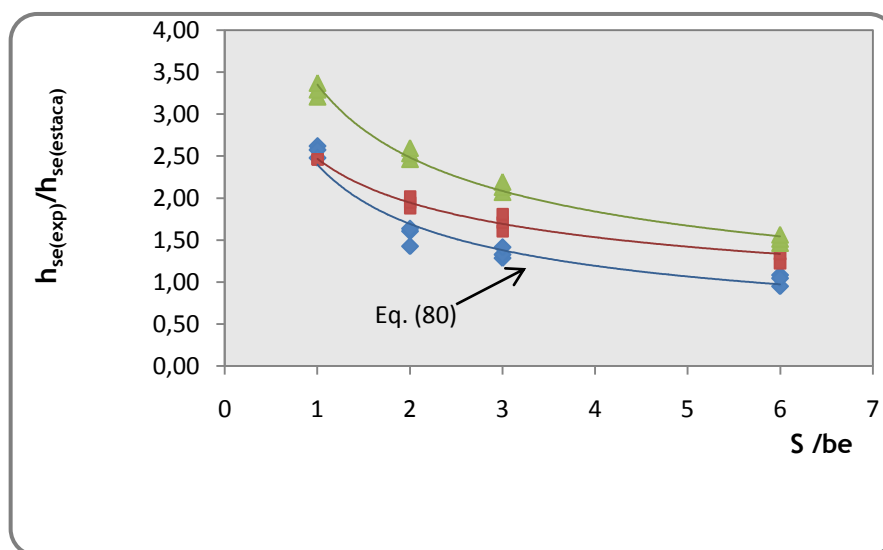


Figura 39 - Relação entre  $h_{se(exp)}/h_{se(estaca)}$  e  $S/b_e$  para o presente estudo.

Da análise da figura 39, constata-se que o espaçamento entre eixos de estacas no presente estudo, varia entre 1 a 6 vezes o diâmetro da estaca, estando o seu aumento directamente ligado ao aumento da profundidade de erosão. Esse comportamento também é visível aquando a aplicação das duas metodologias descritas para pilares complexos.

A equação de regressão obtida neste estudo para  $h_{se(exp)}/h_{se(estaca)}$  em função de  $S/b_e$  é a seguinte:

$$\frac{h_{se(exp)}}{h_{se(estaca)}} = 2,398 \left( \frac{S}{b_e} \right)^{-0,50} \quad (80)$$

Para esta equação,  $R^2$  é aproximadamente igual a 0,947, o que denota um bom ajustamento da equação aos resultados obtidos.

Os valores obtidos pela aplicação da metodologia de RICHARDSON e DAVIS (2001) apresentam uma relação  $h_{se(exp)}/h_{se(estaca)}$  em função de  $S/b_e$  mais próxima do obtido experimentalmente, sendo essa proximidade tanto maior quanto menor  $S/b_e$ . No entanto, ambas as formulações apresentam valores de  $h_{se(exp)}/h_{se(estaca)}$ , de uma forma geral, superiores aos obtidos.

## 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS INVESTIGAÇÕES

### 5.1. Conclusões

De acordo com os objectivos estabelecidos para a presente dissertação, e tendo em conta os resultados obtidos experimentalmente, pode-se concluir os seguintes aspectos:

- a) A profundidade máxima das cavidades de erosão dá-se maioritariamente no pilar P31, isto é, pilar da terceira coluna do primeiro alinhamento de estacas;
- b) Para grupos de estacas justapostas, a evolução temporal das cavidades de erosão bem como os valores da profundidade de equilíbrio de erosão são mais acentuados do que para grupos de estacas com espaçamentos superiores a 0,05 m;
- c) Independentemente do número de alinhamentos, o espaçamento influencia directamente a profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão de um grupo de estacas, sendo esta tanto maior, quanto menor for o espaçamento;
- d) O número de alinhamentos não é um factor decisivo na evolução temporal da profundidade das cavidades de erosão. No entanto, verifica-se que para grupos de estacas com espaçamento superior a 0,05 m, a profundidade de erosão é tanto maior quanto menor for o número de alinhamentos e que para grupos de estacas justapostas, a profundidade de erosão é tanto menor quanto maior for o número de alinhamentos;
- e) Das formulações sugeridas para a determinação da profundidade de equilíbrio em pilares simples, a que melhor se ajusta aos valores obtidos no âmbito do presente estudo é a sugerida por SHEPPARD (2005), registando desvios entre 3,33% e 18,04%. A metodologia de RICHARDSON e DAVIS (2001) conduz a valores conservativos quando comparados com os obtidos experimentalmente, na medida em que apresentam desvios entre 25,03% e 34,27%.
- f) Das formulações sugeridas para a determinação da profundidade de equilíbrio em pilares de grandes dimensões, a que melhor se ajusta aos valores obtidos no âmbito

do presente estudo é a sugerida por SHEPPARD e JONES (2000), com desvio em relação aos valores obtidos experimentalmente igual a 7,40%. Já a metodologia de JOHNSON e TORRICO (1994) resulta num desvio de 31,48%, concluindo-se ser uma metodologia que leva a previsões conservativas, quando o grupo de estacas apresenta as características do presente estudo;

- g) As equações de previsão para a determinação da profundidade de equilíbrio em pilares complexos variam consoante as características do grupo de estacas e a formulação aplicada. Assim, as previsões que mais se ajustam aos obtidos experimentalmente são a sugerida por SHEPPARD (2005) para grupos de estacas justapostas (com desvios entre 3,56% e 15,06%) e a sugerida por RICHARDSON e DAVIS (2001) para grupo de estacas com espaçamento superior a 0,05 m (com desvios entre 1,84% e 13,69%). Nas restantes condições, as metodologias conduzem a previsões conservativas em relação aos valores obtidos experimentalmente no âmbito da presente dissertação.
- h) Das formulações sugeridas para a determinação do diâmetro equivalente em pilares complexos, as que melhor se ajustam aos resultados obtidos na presente campanha experimental são: a sugerida por SHEPPARD (2005) para os casos em que o grupo de estacas apresenta espaçamento igual a 0,05 m (desvios entre 5,81% e 21,40%) e a sugerida por RICHARDSON e DAVIS (2001) em grupos de estacas com espaçamento superior a 0,05 m (apresentando desvios entre os 2,83% e 20,29%).
- i) Atendendo às características do presente estudo, o factor  $K_m$  definido por RICHARDSON e DAVIS (2001), é o parâmetro responsável pelas grandes discrepâncias verificadas, especialmente em grupos de estacas com espaçamento igual a 0,05 m. Já a ocorrência de desvios acentuados em grupos de estacas, cujo espaçamento é superior a 0,05 m, aquando da aplicação da metodologia de SHEPPARD (2005) para pilares complexos, justifica-se com a influência dos factores  $K_m$  e  $K_h$ .

## 5.2. Sugestões para futuras investigações

Na sequência do presente estudo, e tendo presente os aspectos que ficaram por resolver de modo definitivo, apresentam-se as seguintes propostas para futuras investigações:

- i) Realização de ensaios experimentais sistemáticos e suficientemente longos, com vista à definição mais rigorosa do tempo e da profundidade de equilíbrio;
- ii) Realização de uma campanha experimental com transporte sólido generalizado ( $U > U_c$ ), de modo a avaliar a influência do mesmo na profundidade de equilíbrio;

- iii) Realização de uma campanha experimental em pilares quadrados com as dimensões de grupos de estacas com  $m$  números de alinhamentos e espaçamento,  $S$ , igual a 0,05 m (para determinação do efeito do nariz na profundidade de erosão);
- iv) Realização de ensaios experimentais com diferentes ângulos de incidência do escoamento no grupo de estacas e avaliação desse efeito na profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão;
- v) Realização de uma campanha experimental com material do fundo de diferentes granulometrias, de modo a clarificar a influência das mesmas na profundidade das cavidades de erosão;
- vi) Realização de ensaios experimentais em grupos de estacas com diferentes geometrias (triangular, quadrada, etc.) e determinação das respectivas profundidades de equilíbrio;
- vii) Identificação de medidas de protecção que amenizem a profundidade de erosão junto de grupos de estacas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

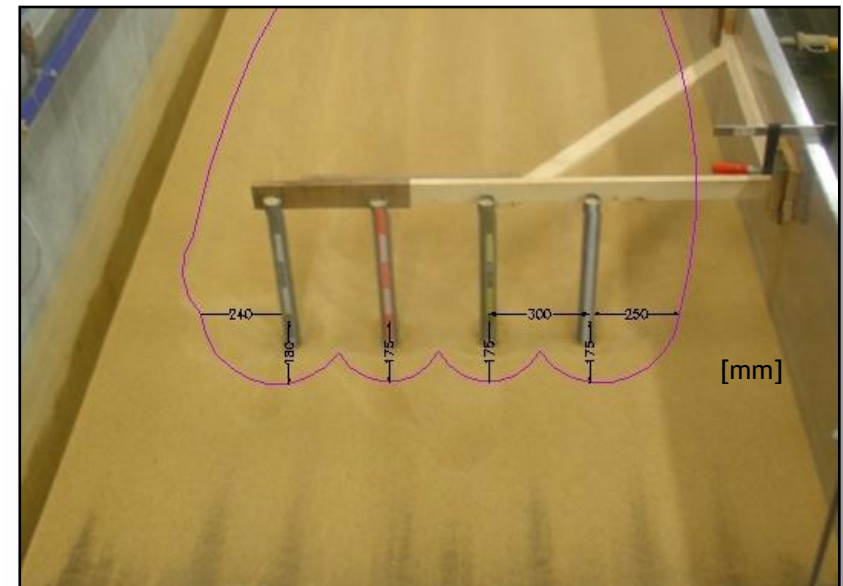
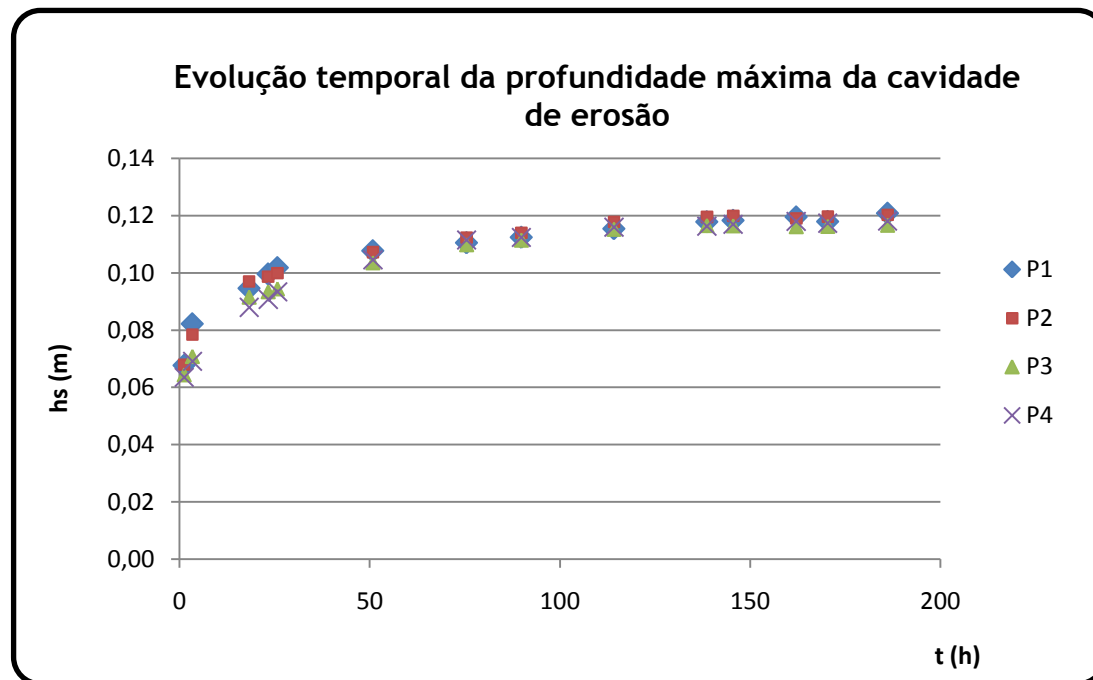
- ATAIE-ASHTIANI, B. e BEHESHTI, A. A. (2006). *Experimental investigation of clear-water local scour at pile groups*. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. pp.1100-1104.
- BAKER, R. E. (1986). *Local scour at bridge piers in non-uniform sediment*. Rep. N°402. School of Engrg. The University of Auckland. New Zealand.
- BERTOLDI, D. A. e JONES, J. S. (1998). *Time to scour experiments as an indirect measure of stream power around bridge pier*. Proceedings of the International Water Resources Engineering '98. Memphis. Tennessee. pp. 264-269.
- CARDOSO, A. H. (1998). *Hidráulica fluvial*. Fundação Calouste Gulbenkian. Portugal.
- CARDOSO, A. H. e BETTESS, E. (1999). *Time evolution and effect of channel geometry on local scour at bridge abutments*. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. Vol. 125. N°4. pp. 388-399.
- CHIEW, Y. M. (1984). *Local scour at bridge piers*. Rep. N°355. School of Engrg. The University of Auckland. New Zealand.
- COUTO, L. T. e CARDOSO, A. H. (2001a). *Erosões localizadas junto de encontros e pilares de pontes. Parte I - Caracterização da situação de referência*. Revista da Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos. Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos. Lisboa. Vol. 22. N°1. pp. 65-74.
- COUTO, L. T. e CARDOSO, A. H. (2001b). *Erosões localizadas junto de encontros e pilares de pontes. Parte II - Da situação de referência à prática*. Revista da Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos. Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos. Lisboa. Vol. 22. N°1. pp. 75-86.
- E 245 (1971). Especificação LNEC. *Inertes para argamassas e betões - Análise Granulométrica*. Documentação Normativa. MOPTC. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Portugal.

- FAEL, C. M. (2007). *Erosões localizadas junto de encontros de pontes e respectivas medidas de protecção*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. Universidade da Beira Interior.
- FERNANDES, M M. (1994). *Mecânica dos Solos*. II Volume. FEUP.
- JOHNSON, P. A. e TORRICO, E. F. (1994). *Around wide piers in shallow water*. Transportation Research Board Record 1471. Transportation Research Board. Washington. D.C.
- MELVILLE, B. W. e CHIEW, Y. M. (1999). *Time scale for local scour at bridge piers*. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. Vol. 125. Nº1. pp. 59-65.
- MELVILLE, B. W. e COLEMAN, S. E. (2000). *Bridge scour*. Water resources Publication. LLC. Highlands Ranch. Colorado. USA.
- NP-83 (1965). Norma Portuguesa Definitiva. *Determinação da densidade das partículas*. IGPAI. Repartição de Normalização. Lisboa.
- RAMOS, C. M. (2005). *Drenagem em infra-estruturas de transportes e hidráulica de pontes*. LNEC. Lisboa.
- RAUDKIVI, A. J. e ETTEMA, R. (1983). *Clear-water scour at cylindrical piers*. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. Vol. 109. Nº3. pp. 338-350.
- RICHARDSON, E. V. e DAVIS, S. R. (2001). *Evaluation scour at bridge*. Fourth Edition. Hydraulic Engineering Circular Nº18. Publication Nº FHWA NHI 01-001. U.S. Department of Transportation. USA.
- SHEPPARD, D. N. (2005). *Bridge scour manual*. Florida Department of Transportation. Florida.
- SHEPPARD, D. N. e JONES, J.S. (2000). *Local scour at complex pier geometries*. Proceedings of the ASCE 2000 Joint Conference on Water Resources Engineering and Water Resources Planning and Management. July 30 - August 2. Minneapolis. MN.
- SILVA, R. P. (2008). *Estudo da erosão de pilares de pontes*. Tese de Mestrado em Engenharia Civil. Departamento de Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia Civil da Universidade do Porto. Porto.

# ANEXOS

**Ensaio 1:**

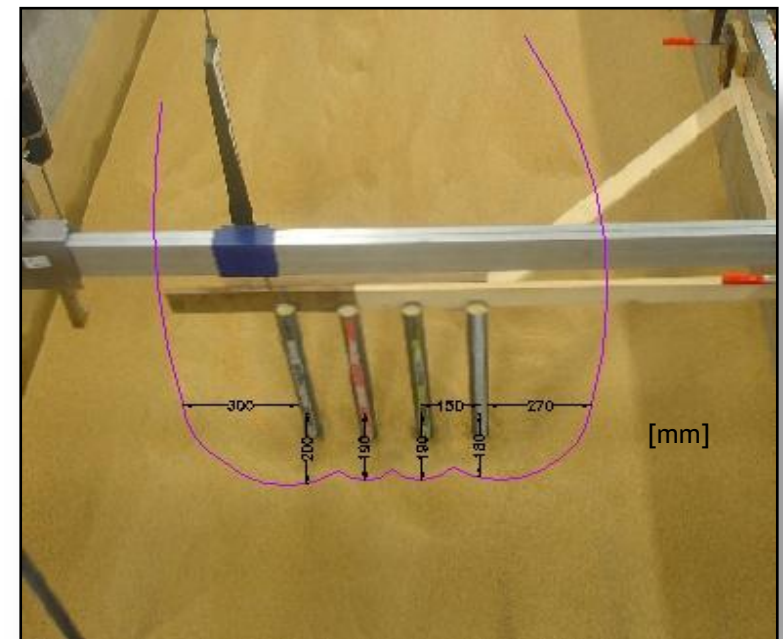
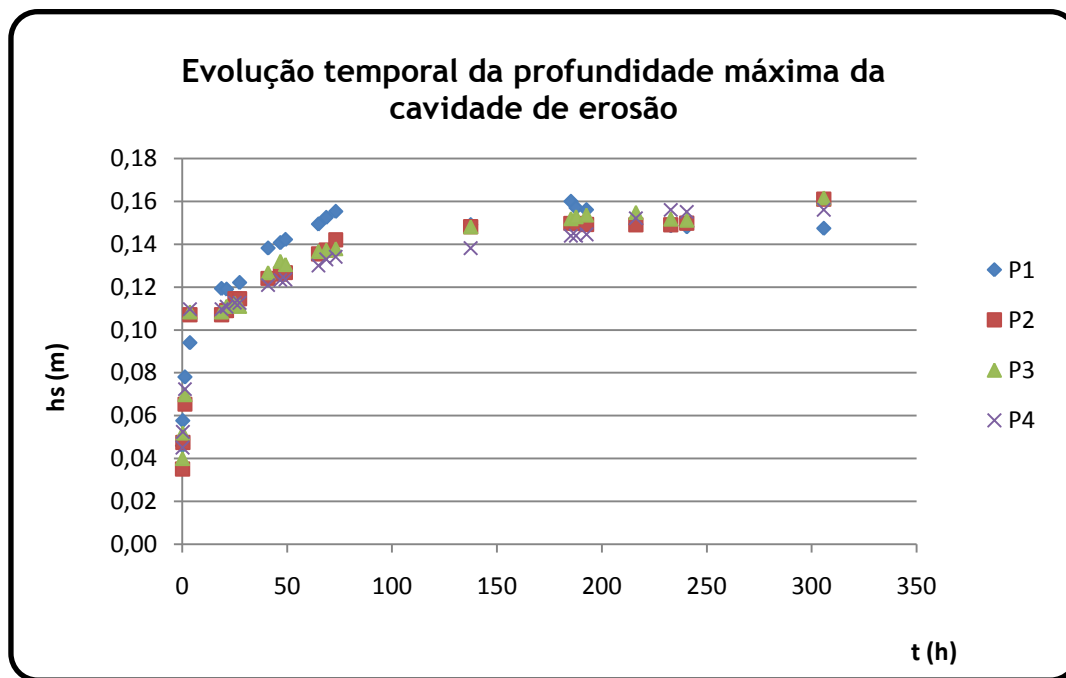
n	m	N <sup>o</sup> estacas total	h (m)	C <sub>ge</sub> (m)	S (m)	B (m)	b <sub>ge</sub> (m)	Q (ls <sup>-1</sup> )	U (ms <sup>-1</sup> )	U/Uc (≅)	h/ C <sub>ge</sub> (-)	C <sub>ge</sub> /B (-)	C <sub>ge</sub> /h (-)	T <sub>d</sub> (h)	h <sub>se(exp)</sub> (m)
4	1	4	0,20	0,05	0,30	2,00	0,95	124,00	0,31	1	4,00	0,03	0,25	186,13	0,1246



Fotografia do fundo no final do ensaio com as respectivas dimensões em planta.

**Ensaio 2:**

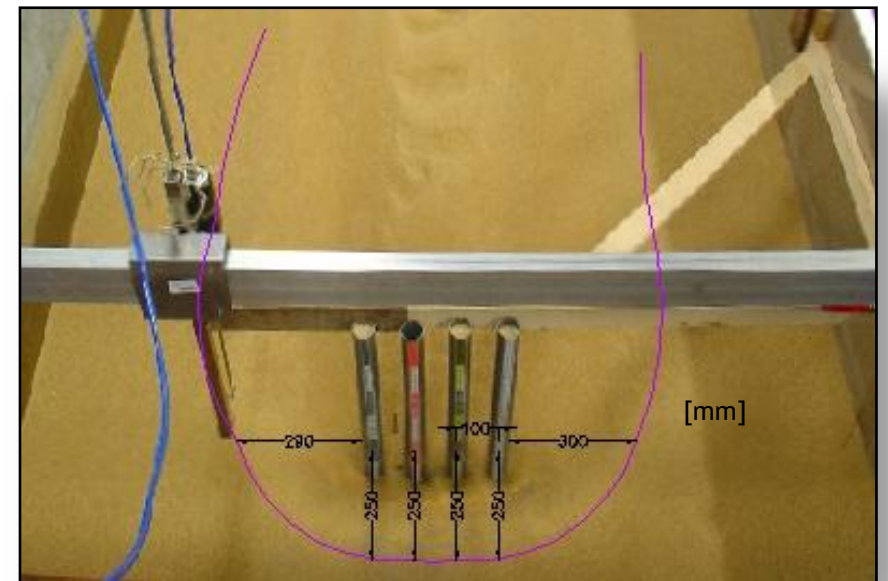
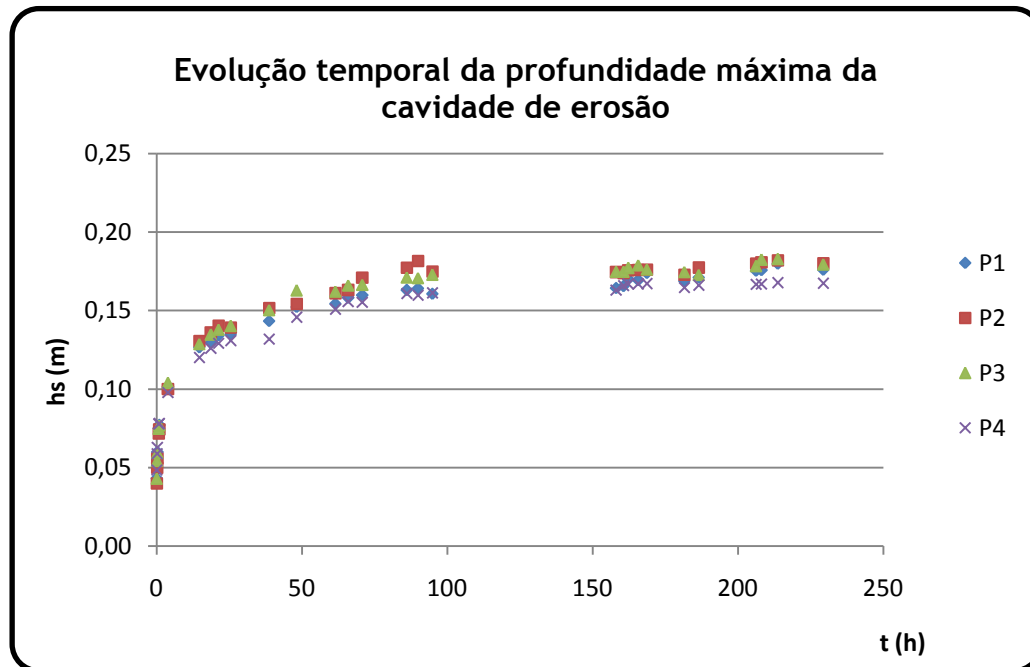
n	m	Nº estacas total	h (m)	C <sub>ge</sub> (m)	S (m)	B (m)	b <sub>ge</sub> (m)	Q (ls <sup>-1</sup> )	U (ms <sup>-1</sup> )	U/U <sub>c</sub> (≅)	h/C <sub>ge</sub> (-)	C <sub>ge</sub> /B (-)	C <sub>ge</sub> /h (-)	T <sub>d</sub> (h)	h <sub>se(exp)</sub> (m)
4	1	4	0,20	0,05	0,15	2,00	0,50	124,00	0,31	1	4,00	0,03	0,25	305,82	0,1687



Fotografia do fundo no final do ensaio com as respectivas dimensões em planta.

**Ensaio 3:**

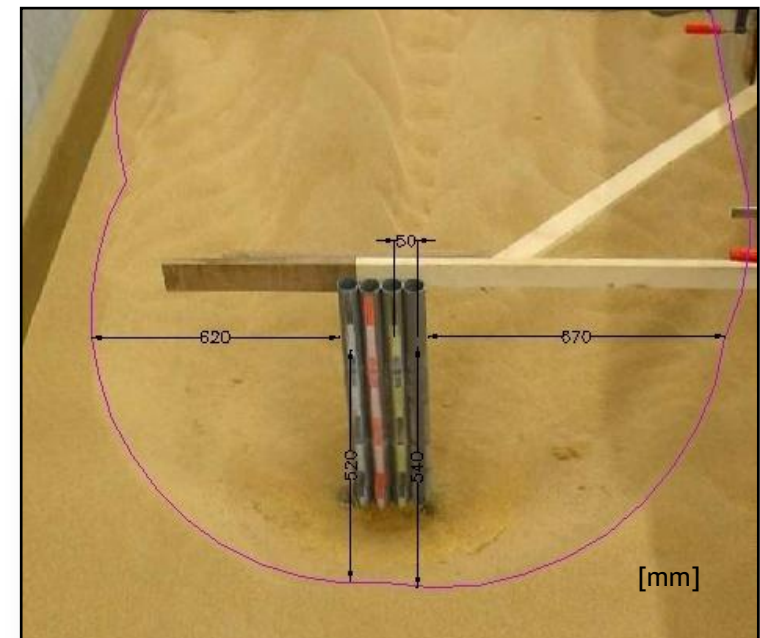
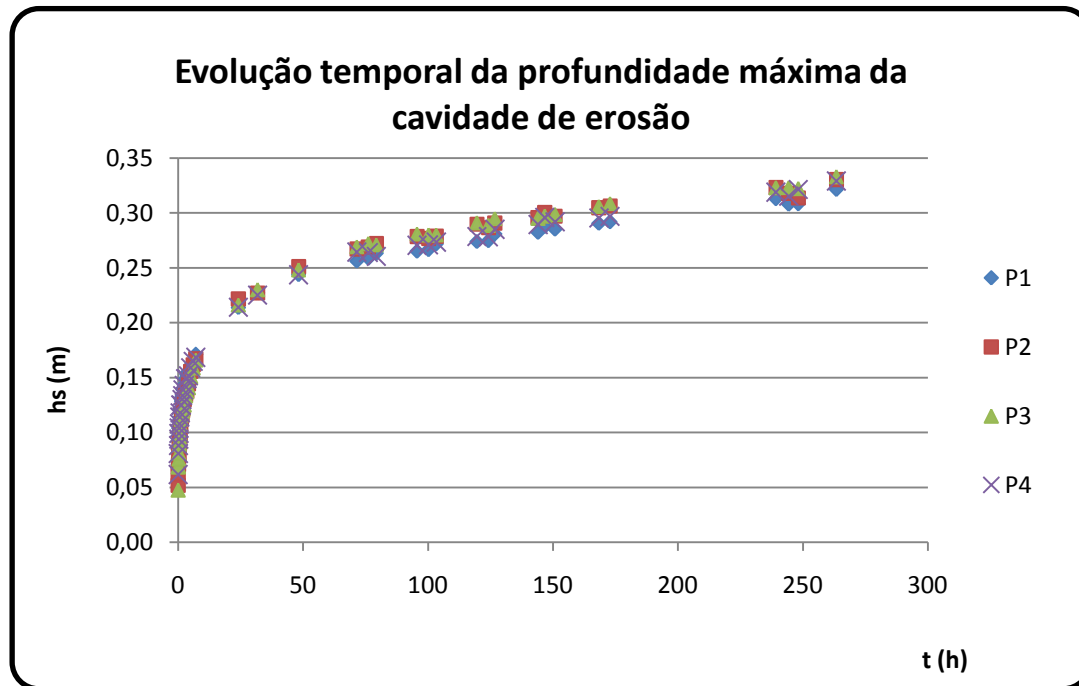
n	m	N <sup>o</sup> estacas total	h (m)	C <sub>ge</sub> (m)	S (m)	B (m)	b <sub>ge</sub> (m)	Q (ls <sup>-1</sup> )	U (ms <sup>-1</sup> )	U/U <sub>c</sub> (≅)	h/C <sub>ge</sub> (-)	C <sub>ge</sub> /B (-)	C <sub>ge</sub> /h (-)	T <sub>d</sub> (h)	h <sub>se(exp)</sub> (m)
4	1	4	0,20	0,05	0,10	2,00	0,35	124,00	0,31	1	4,00	0,03	0,25	229,30	0,1870



Fotografia do fundo no final do ensaio com as respectivas dimensões em planta.

**Ensaio 4:**

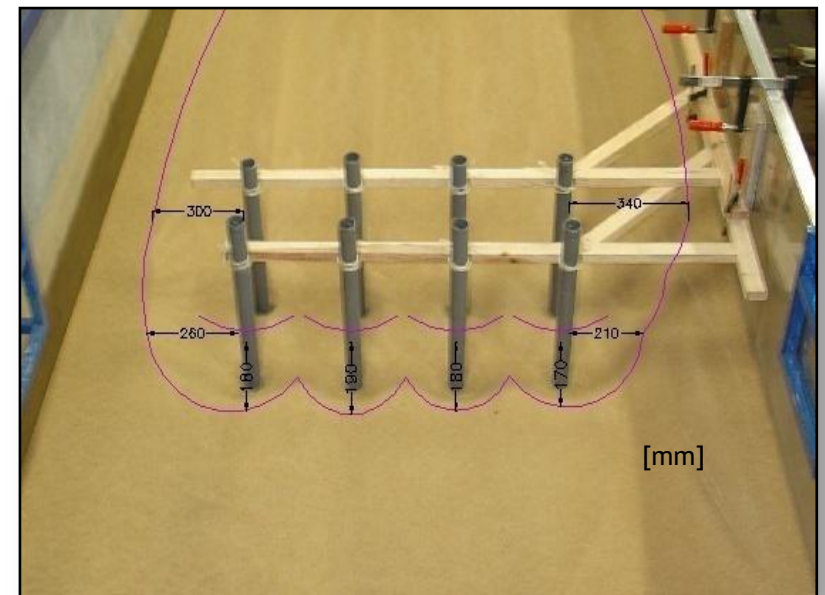
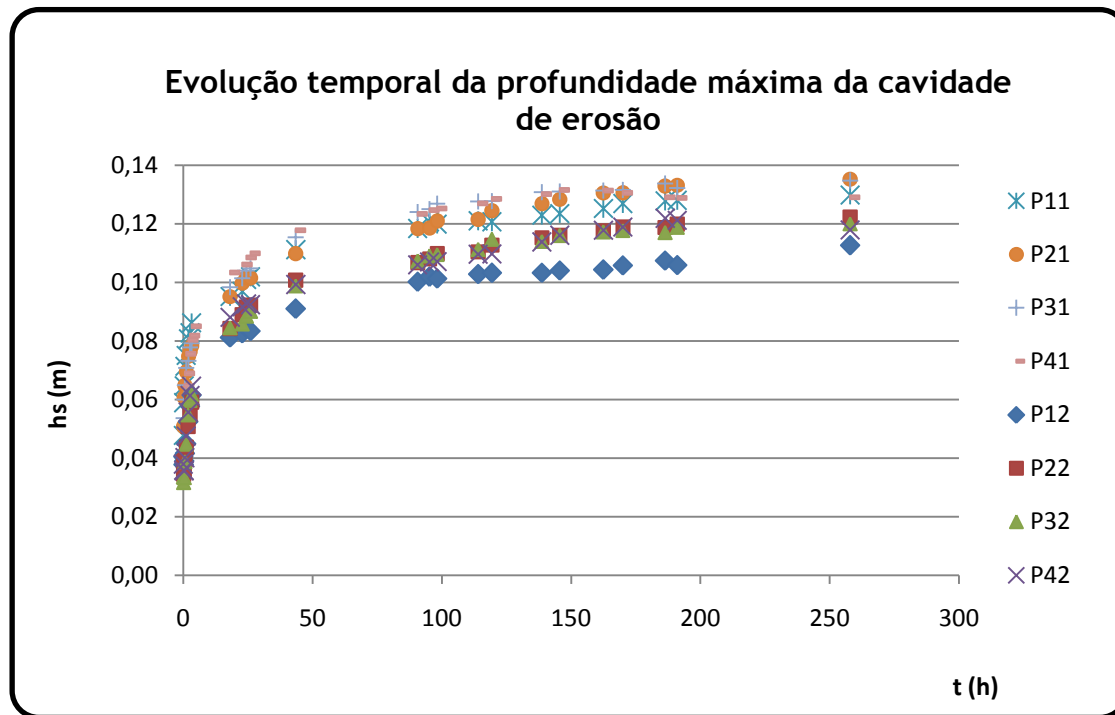
n	m	N <sup>o</sup> estacas total	h (m)	C <sub>ge</sub> (m)	S (m)	B (m)	b <sub>ge</sub> (m)	Q (ls <sup>-1</sup> )	U (ms <sup>-1</sup> )	U/Uc (≅)	h/C <sub>ge</sub> (-)	C <sub>ge</sub> /B (-)	L/h (-)	T <sub>d</sub> (h)	h <sub>se(exp)</sub> (m)
4	1	4	0,20	0,05	0,05	2,00	0,20	124,00	0,31	1	4,00	0,03	0,25	263,37	0,3438



Fotografia do fundo no final do ensaio com as respectivas dimensões em planta.

**Ensaio 5:**

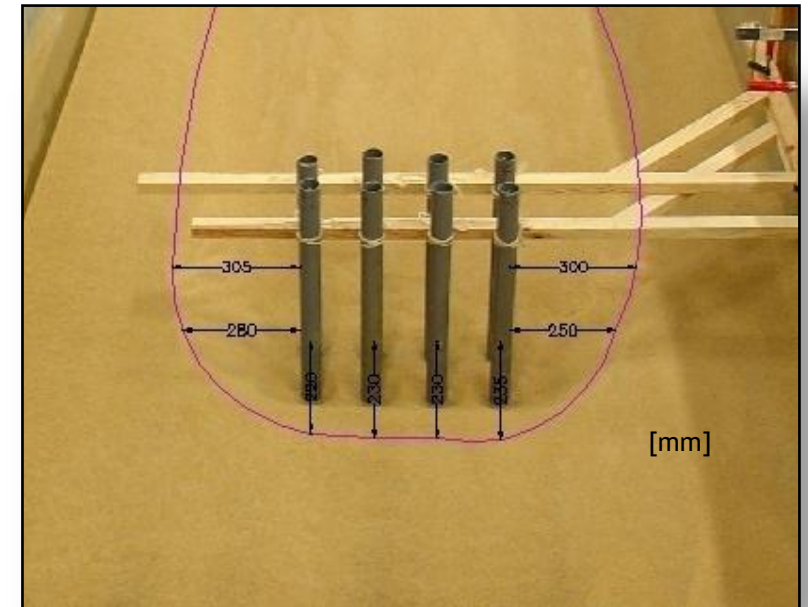
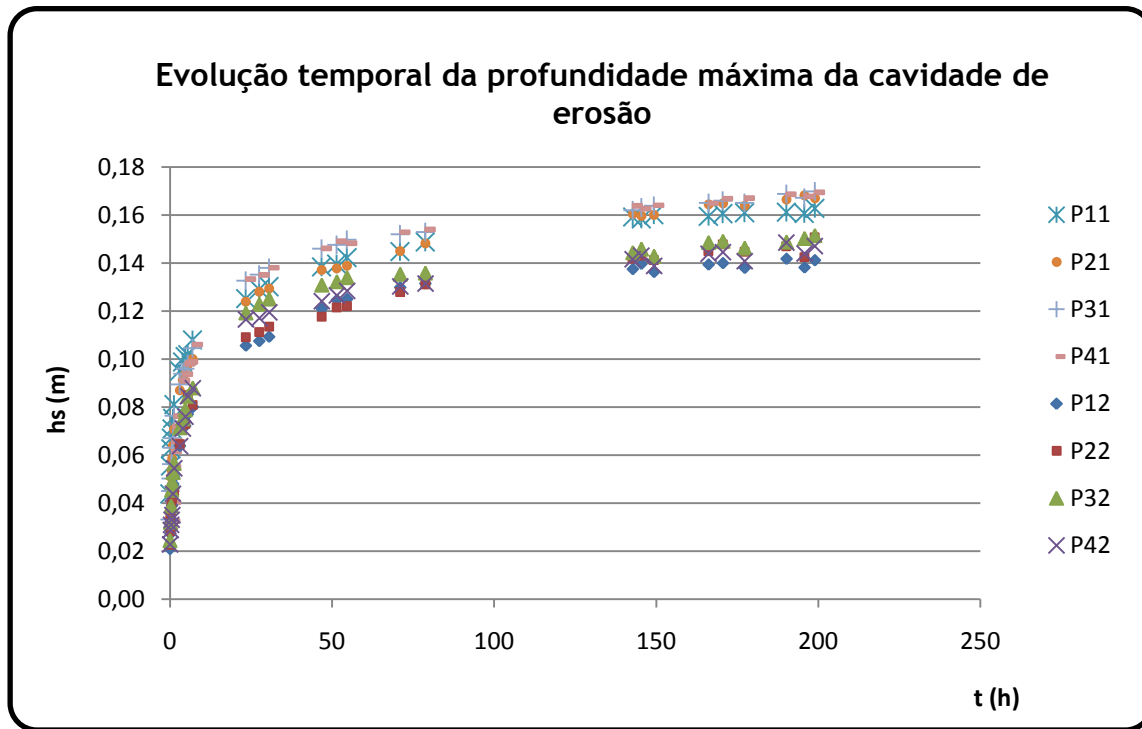
n	m	N <sup>o</sup> estacas total	h (m)	C <sub>ge</sub> (m)	S (m)	B (m)	b <sub>ge</sub> (m)	Q (ls <sup>-1</sup> )	U (ms <sup>-1</sup> )	U/U <sub>c</sub> (≅)	h/C <sub>ge</sub> (-)	C <sub>ge</sub> /B (-)	C <sub>ge</sub> /h (-)	T <sub>d</sub> (h)	h <sub>se(exp)</sub> (m)
4	2	8	0,20	0,35	0,30	2,00	0,95	124,00	0,31	1	0,57	0,18	1,75	257,88	0,1421



Fotografia do fundo no final do ensaio com as respectivas dimensões em planta.

**Ensaio 6:**

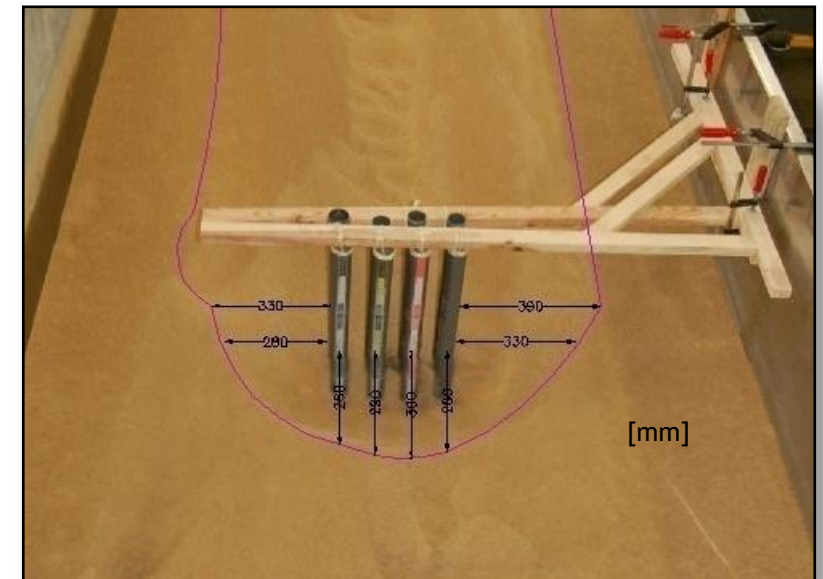
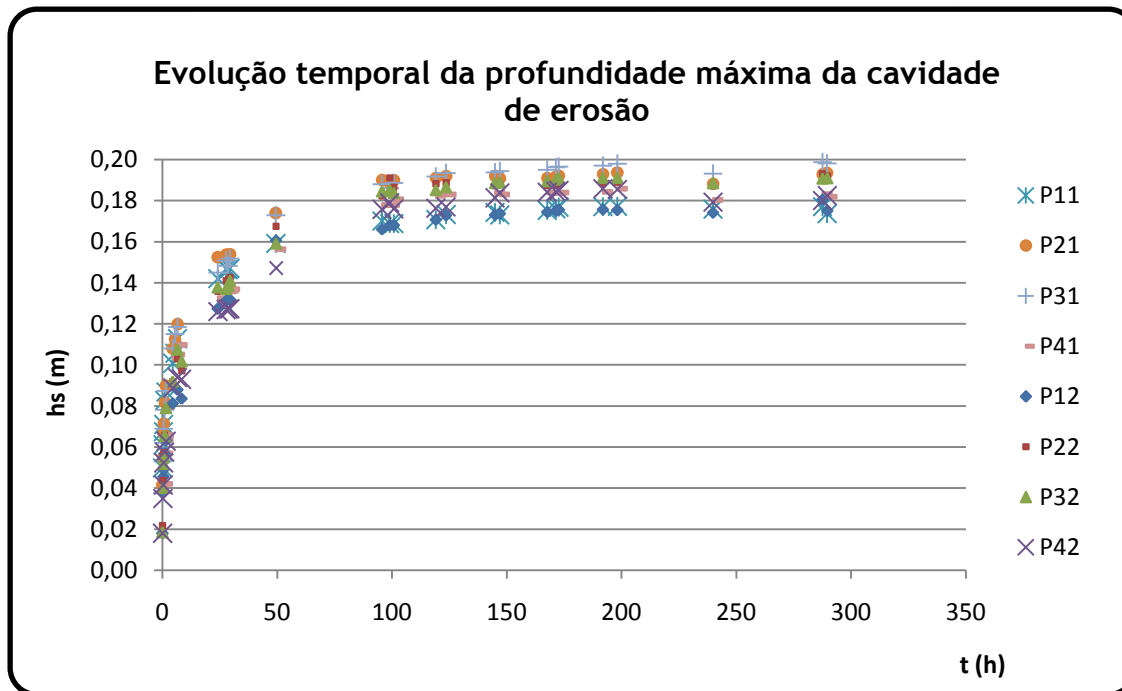
n	m	N <sup>o</sup> estacas total	h (m)	C <sub>ge</sub> (m)	S (m)	B (m)	b <sub>ge</sub> (m)	Q (ls <sup>-1</sup> )	U (ms <sup>-1</sup> )	U/Uc (≅)	h/C <sub>ge</sub> (-)	C <sub>ge</sub> /B (-)	C <sub>ge</sub> /h (-)	T <sub>d</sub> (h)	h <sub>se(exp)</sub> (m)
4	2	8	0,20	0,20	0,15	2,00	0,50	124,00	0,31	1	1,00	0,10	1,00	198,97	0,1744



Fotografia do fundo no final do ensaio com as respectivas dimensões em planta.

**Ensaio 7:**

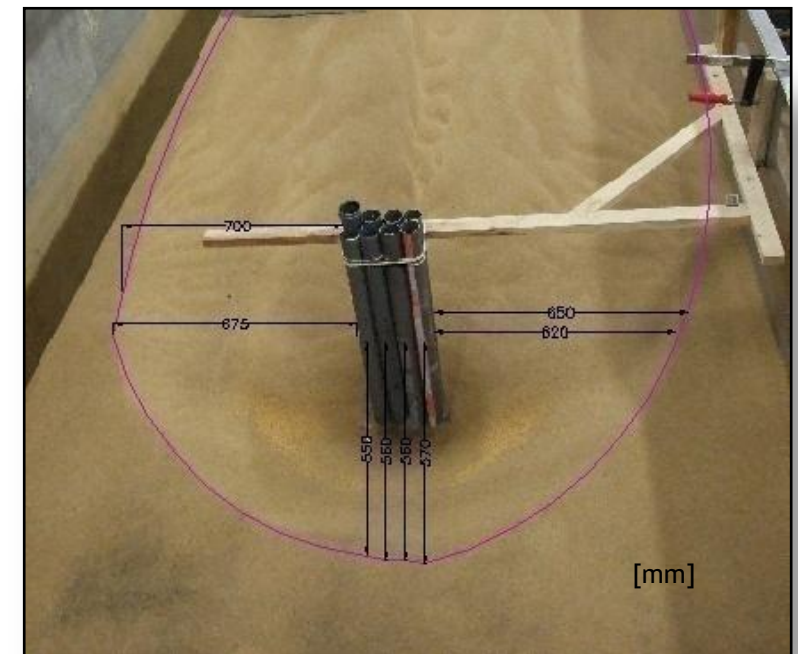
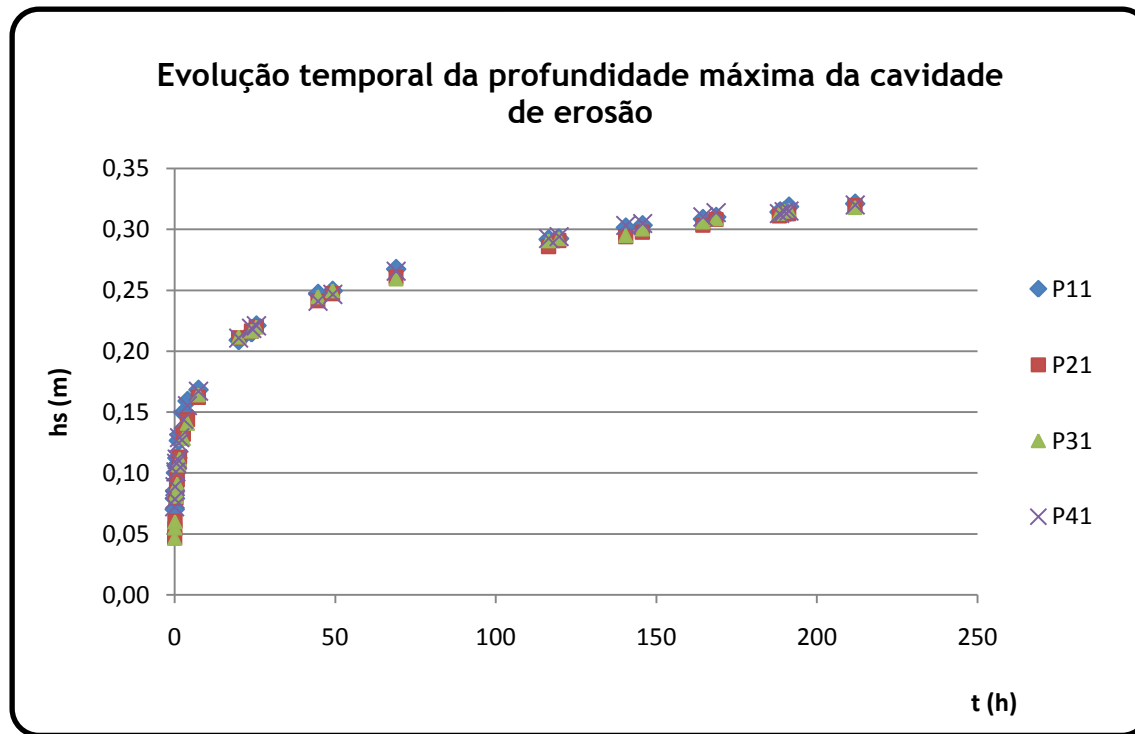
n	m	N <sup>o</sup> estacas total	h (m)	C <sub>ge</sub> (m)	S (m)	B (m)	b <sub>ge</sub> (m)	Q (ls <sup>-1</sup> )	U (ms <sup>-1</sup> )	U/Uc (≅)	h/C <sub>ge</sub> (-)	C <sub>ge</sub> /B (-)	C <sub>ge</sub> /h (-)	T <sub>d</sub> (h)	h <sub>se(exp)</sub> (m)
4	2	8	0,20	0,15	0,10	2,00	0,35	124,00	0,31	1	1,33	0,08	0,75	289,48	0,2109



Fotografia do fundo no final do ensaio com as respectivas dimensões em planta.

**Ensaio 8:**

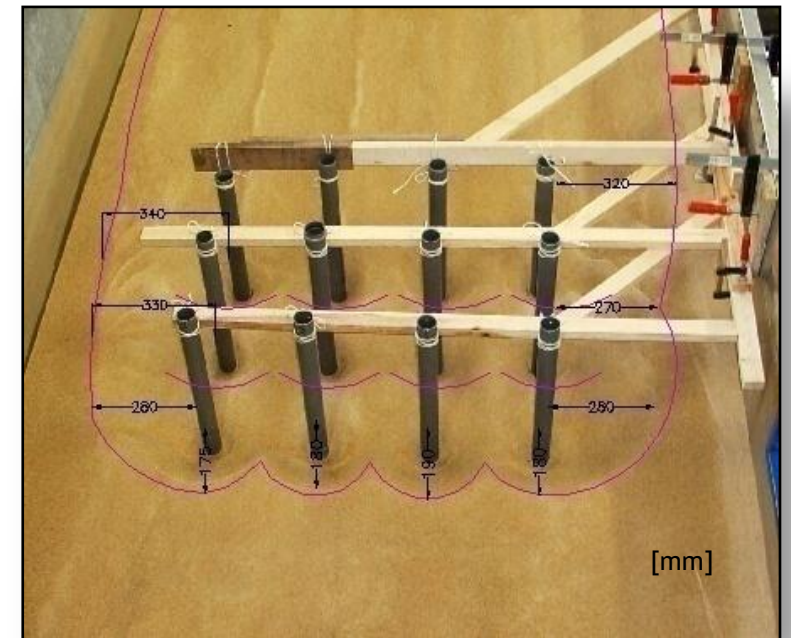
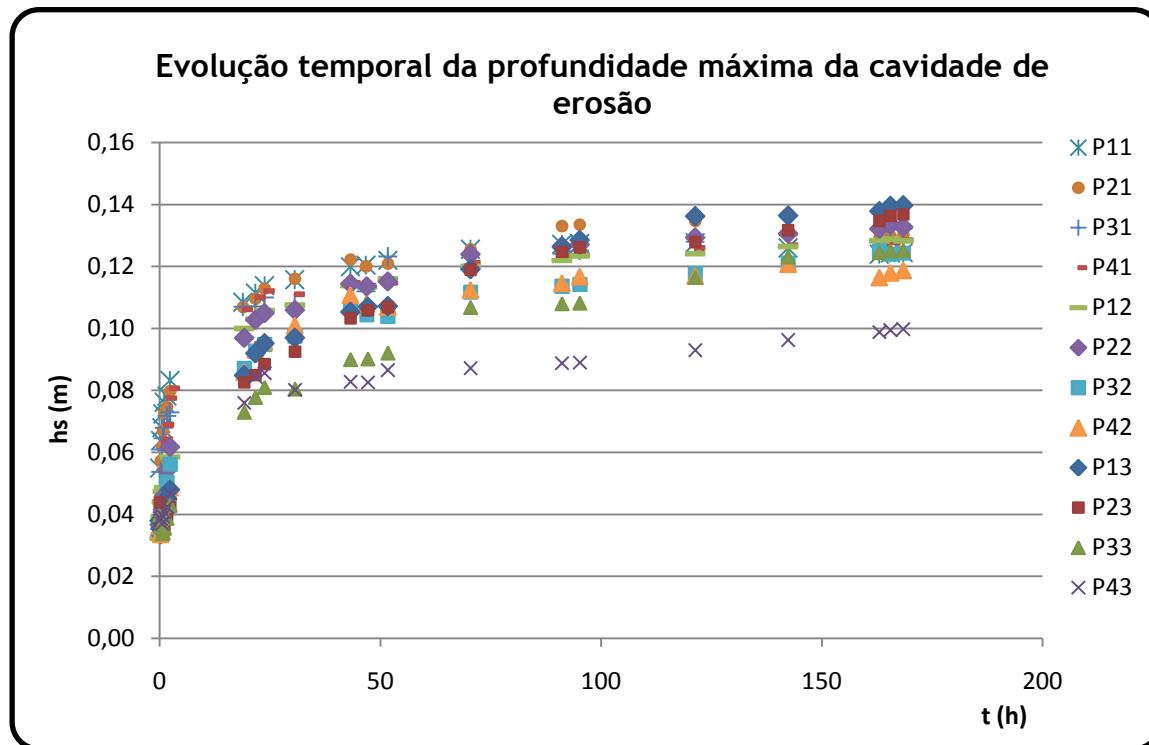
n	m	N <sup>o</sup> estacas total	h (m)	C <sub>ge</sub> (m)	S (m)	B (m)	b <sub>ge</sub> (m)	Q (ls <sup>-1</sup> )	U (ms <sup>-1</sup> )	U/Uc (≅)	h/C <sub>ge</sub> (-)	C <sub>ge</sub> /B (-)	C <sub>ge</sub> /h (-)	T <sub>d</sub> (h)	h <sub>se(exp)</sub> (m)
4	2	8	0,20	0,10	0,05	2,00	0,20	124,00	0,31	1	2,00	0,05	0,50	211,83	0,3376



Fotografia do fundo no final do ensaio com as respectivas dimensões em planta.

**Ensaio 9:**

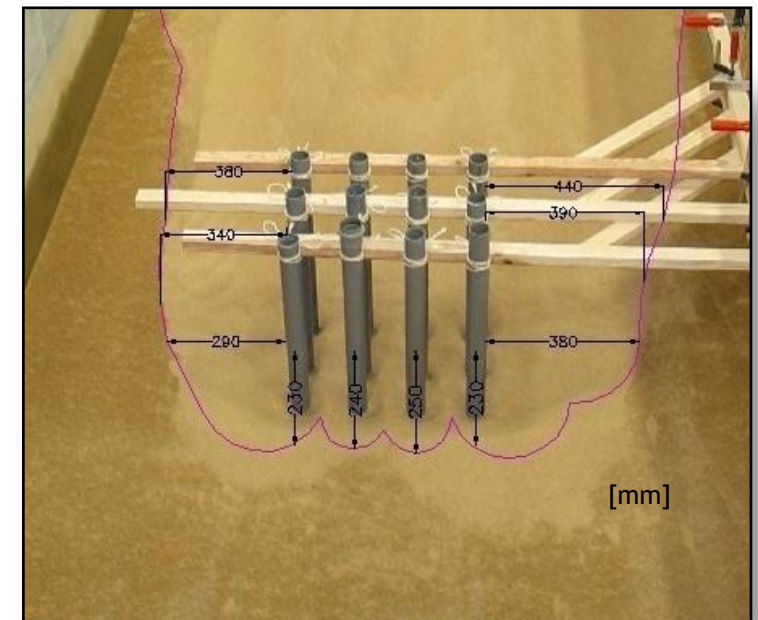
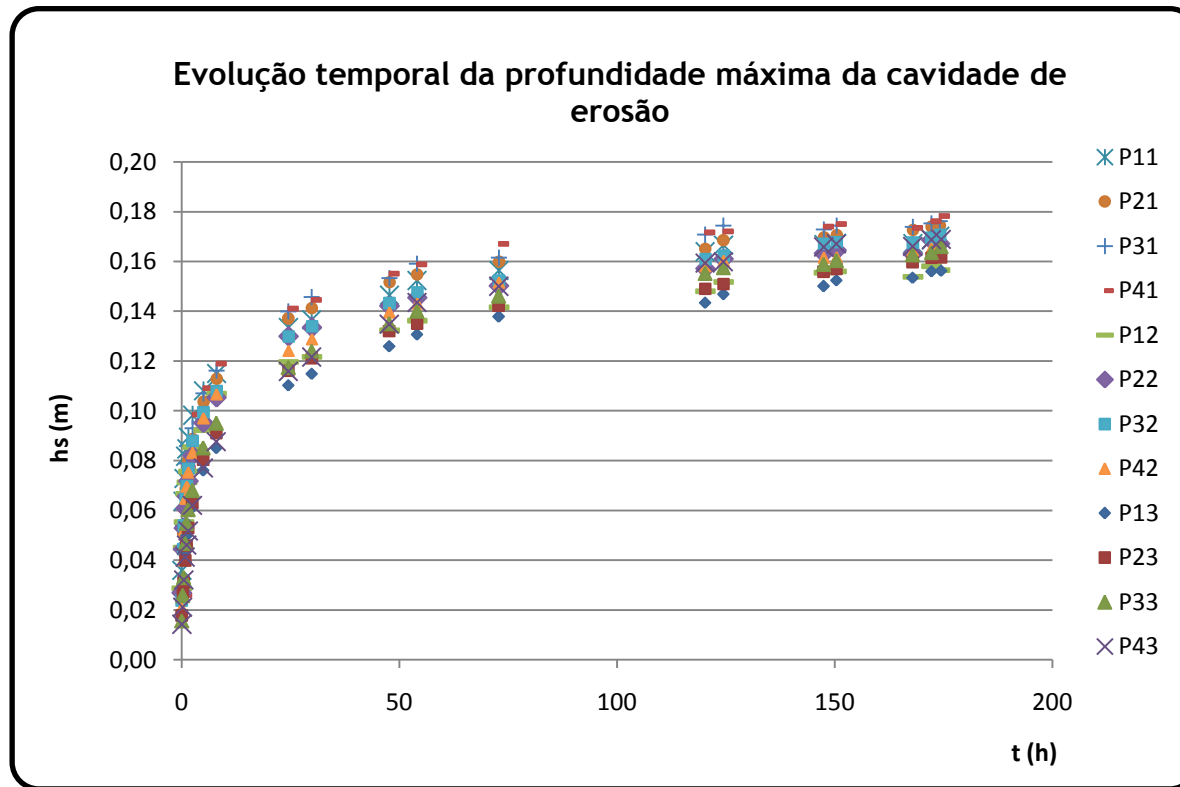
n	m	N <sup>o</sup> estacas total	h (m)	C <sub>ge</sub> (m)	S (m)	B (m)	b <sub>ge</sub> (m)	Q (ls <sup>-1</sup> )	U (ms <sup>-1</sup> )	U/Uc (≅)	h/C <sub>ge</sub> (-)	C <sub>ge</sub> /B (-)	C <sub>ge</sub> /h (-)	T <sub>d</sub> (h)	h <sub>se(exp)</sub> (m)
4	3	12	0,20	0,65	0,30	2,00	0,95	124,00	0,31	1	0,31	0,33	3,25	168,47	0,1372



Fotografia do fundo no final do ensaio com as respectivas dimensões em planta.

**Ensaio 10:**

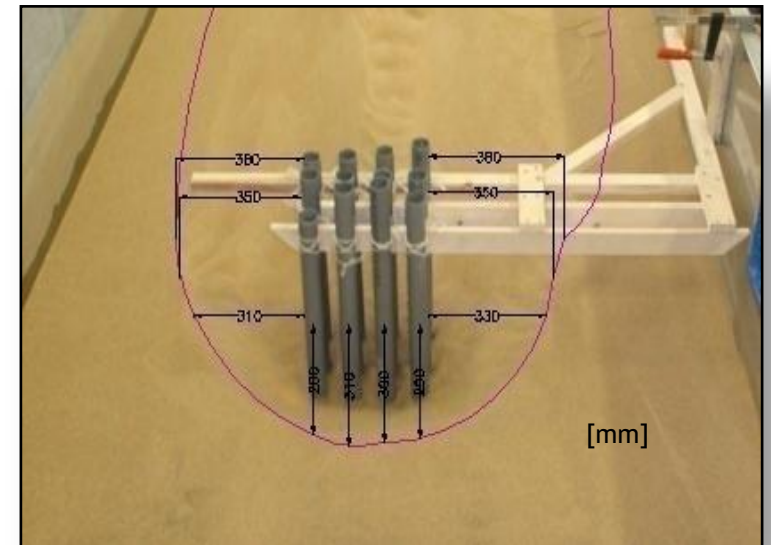
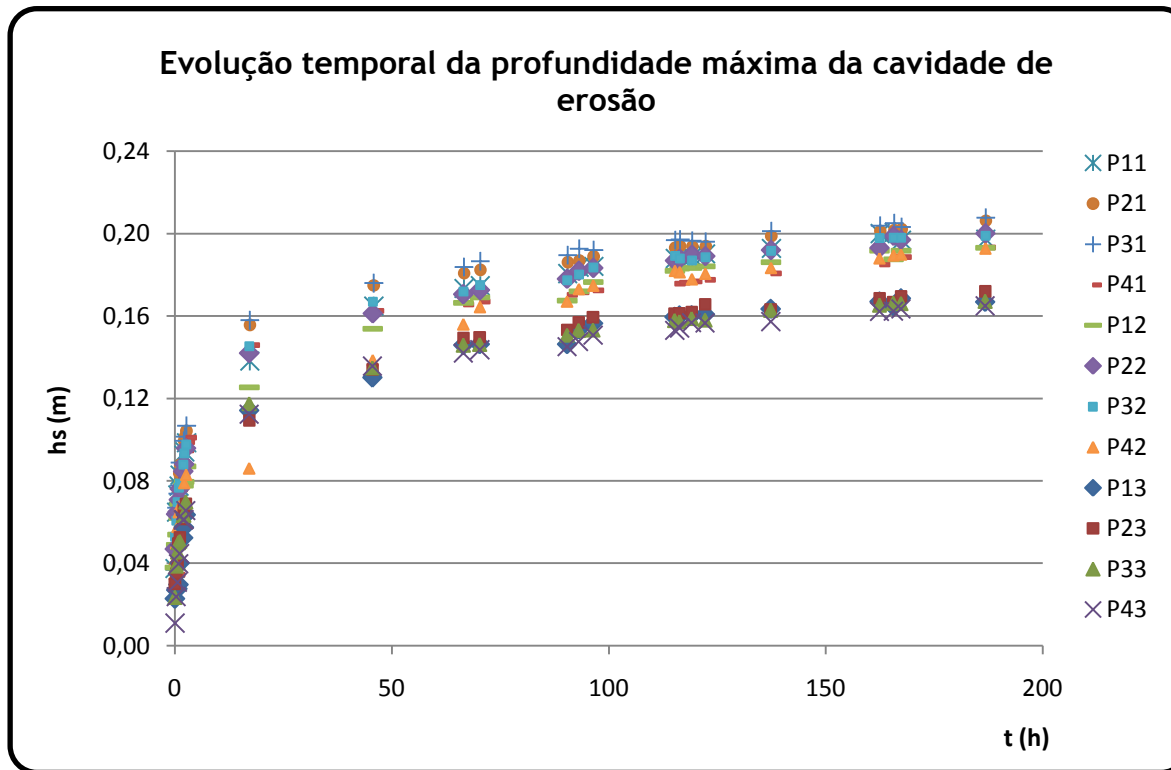
n	m	Nº estacas total	h (m)	C <sub>ge</sub> (m)	S (m)	B (m)	b <sub>ge</sub> (m)	Q (ls <sup>-1</sup> )	U (ms <sup>-1</sup> )	U/Uc (≅)	h/C <sub>ge</sub> (-)	C <sub>ge</sub> /B (-)	C <sub>ge</sub> /h (-)	T <sub>d</sub> (h)	h <sub>se(exp)</sub> (m)
4	3	12	0,20	0,35	0,15	2,00	0,50	124,00	0,31	1	0,57	0,18	1,75	174,13	0,1855



Fotografia do fundo no final do ensaio com as respectivas dimensões em planta.

**Ensaio 11:**

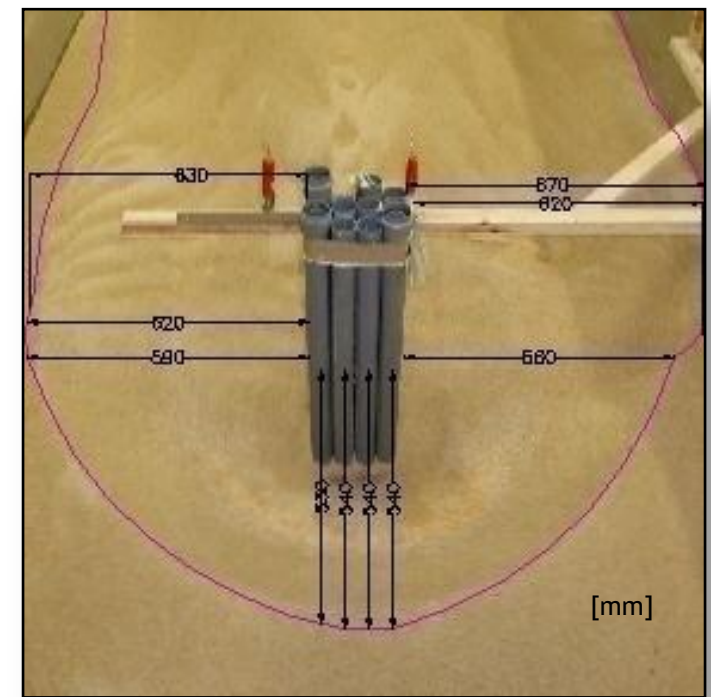
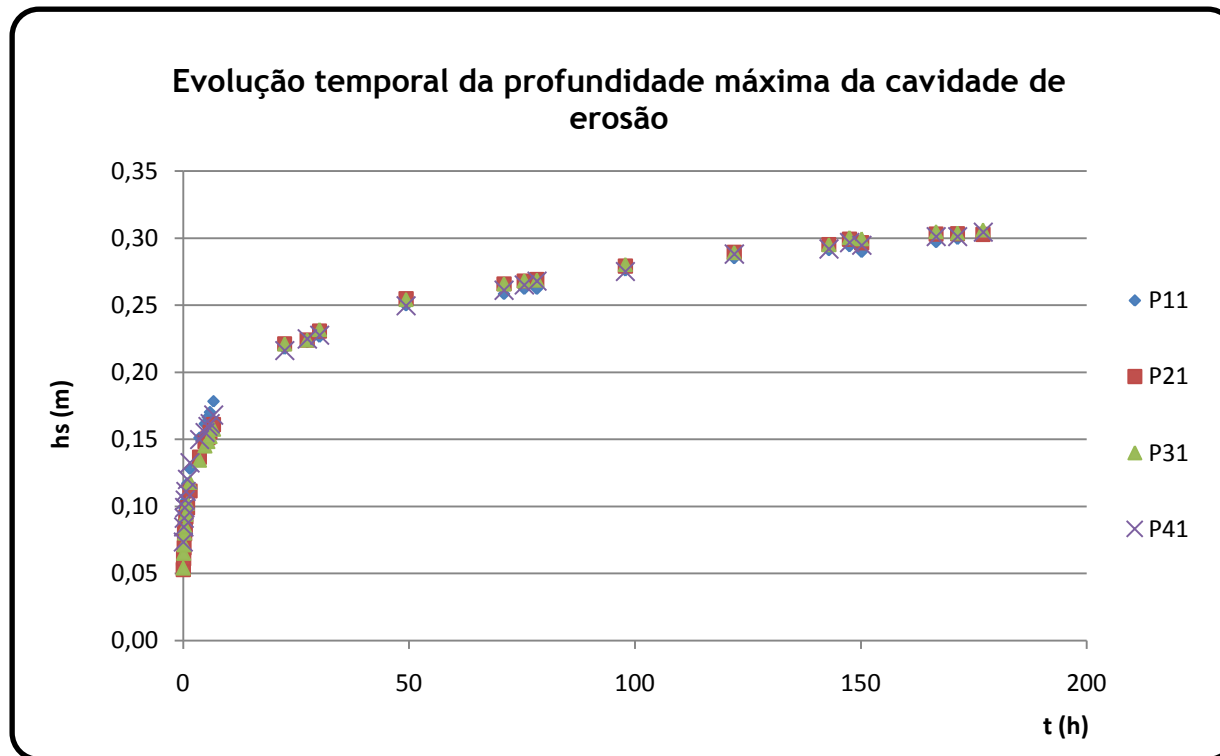
n	m	N <sup>o</sup> estacas total	h (m)	C <sub>ge</sub> (m)	S (m)	B (m)	b <sub>ge</sub> (m)	Q (ls <sup>-1</sup> )	U (ms <sup>-1</sup> )	U/Uc (≅)	h/C <sub>ge</sub> (-)	C <sub>ge</sub> /B (-)	C <sub>ge</sub> /h (-)	T <sub>d</sub> (h)	h <sub>se(exp)</sub> (m)
4	3	12	0,20	0,25	0,10	2,00	0,35	124,00	0,31	1	0,80	0,13	1,25	186,90	0,2149



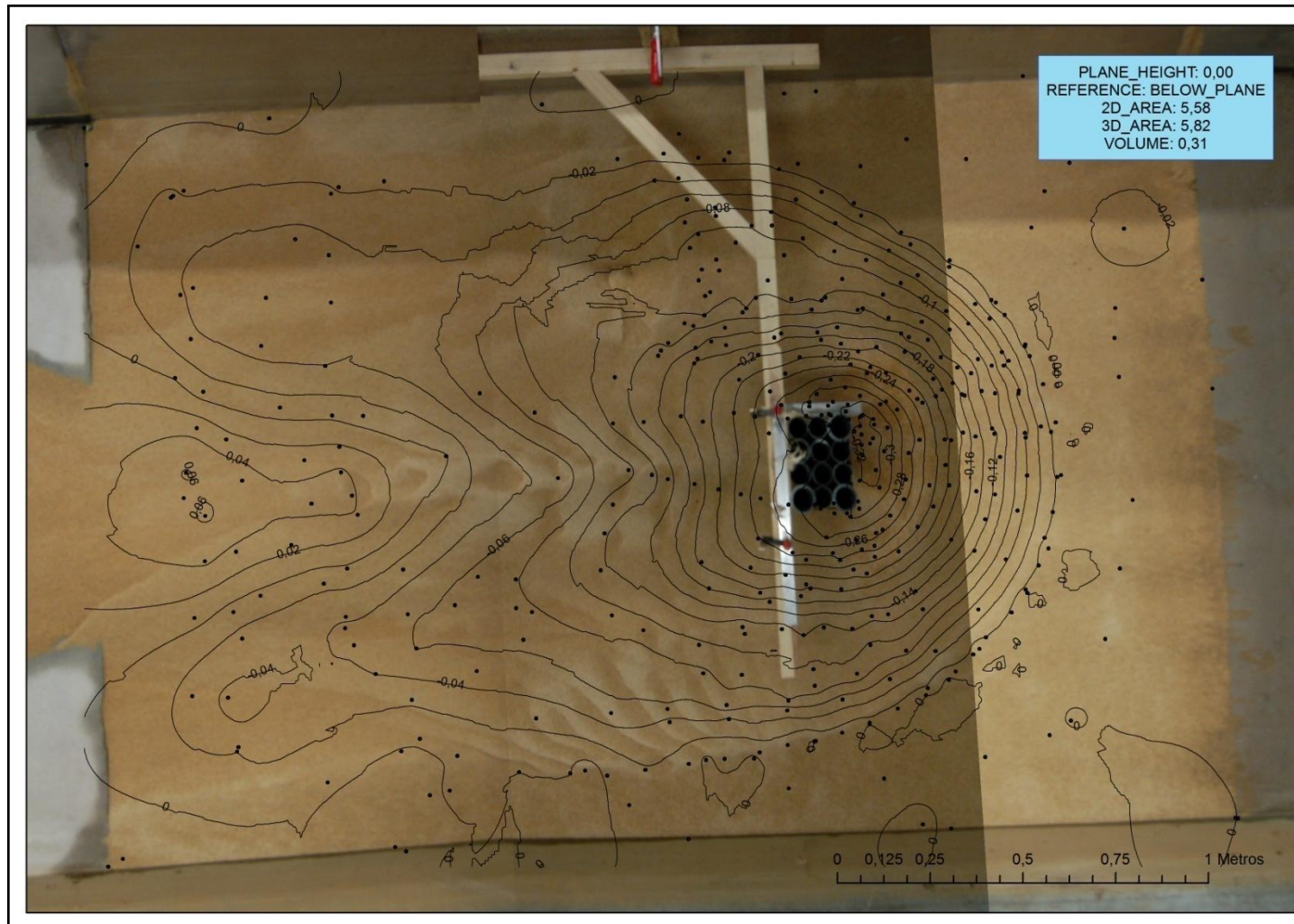
Fotografia do fundo no final do ensaio com as respectivas dimensões em planta.

**Ensaio 12:**

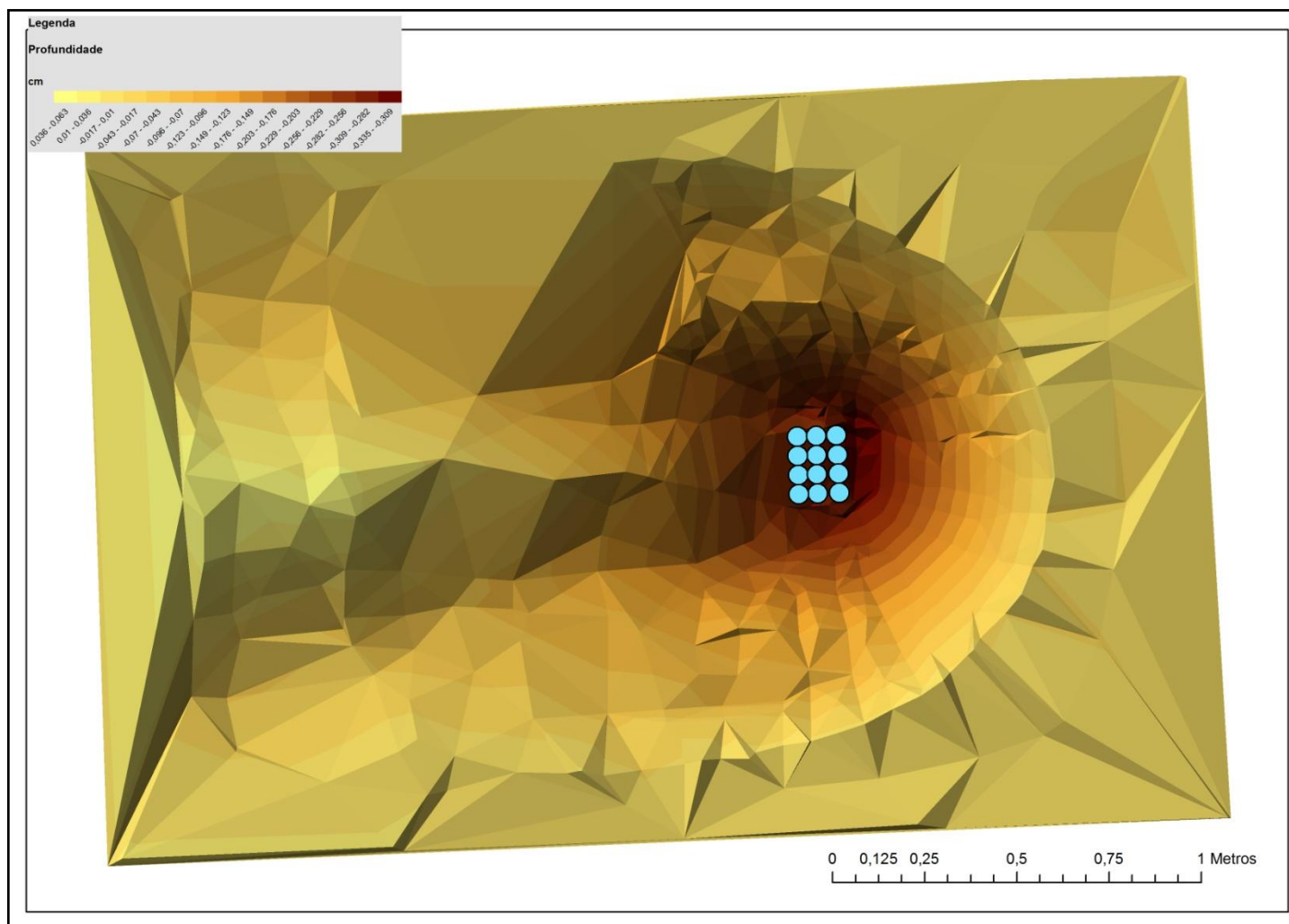
n	m	N <sup>o</sup> estacas total	h (m)	C <sub>ge</sub> (m)	S (m)	B (m)	b <sub>ge</sub> (m)	Q (ls <sup>-1</sup> )	U (ms <sup>-1</sup> )	U/Uc (≅)	h/C <sub>ge</sub> (-)	C <sub>ge</sub> /B (-)	C <sub>ge</sub> /h (-)	T <sub>d</sub> (h)	h <sub>se(exp)</sub> (m)
4	3	12	0,20	0,15	0,05	2,00	0,20	124,00	0,31	1	1,33	0,08	0,75	177,08	0,3250



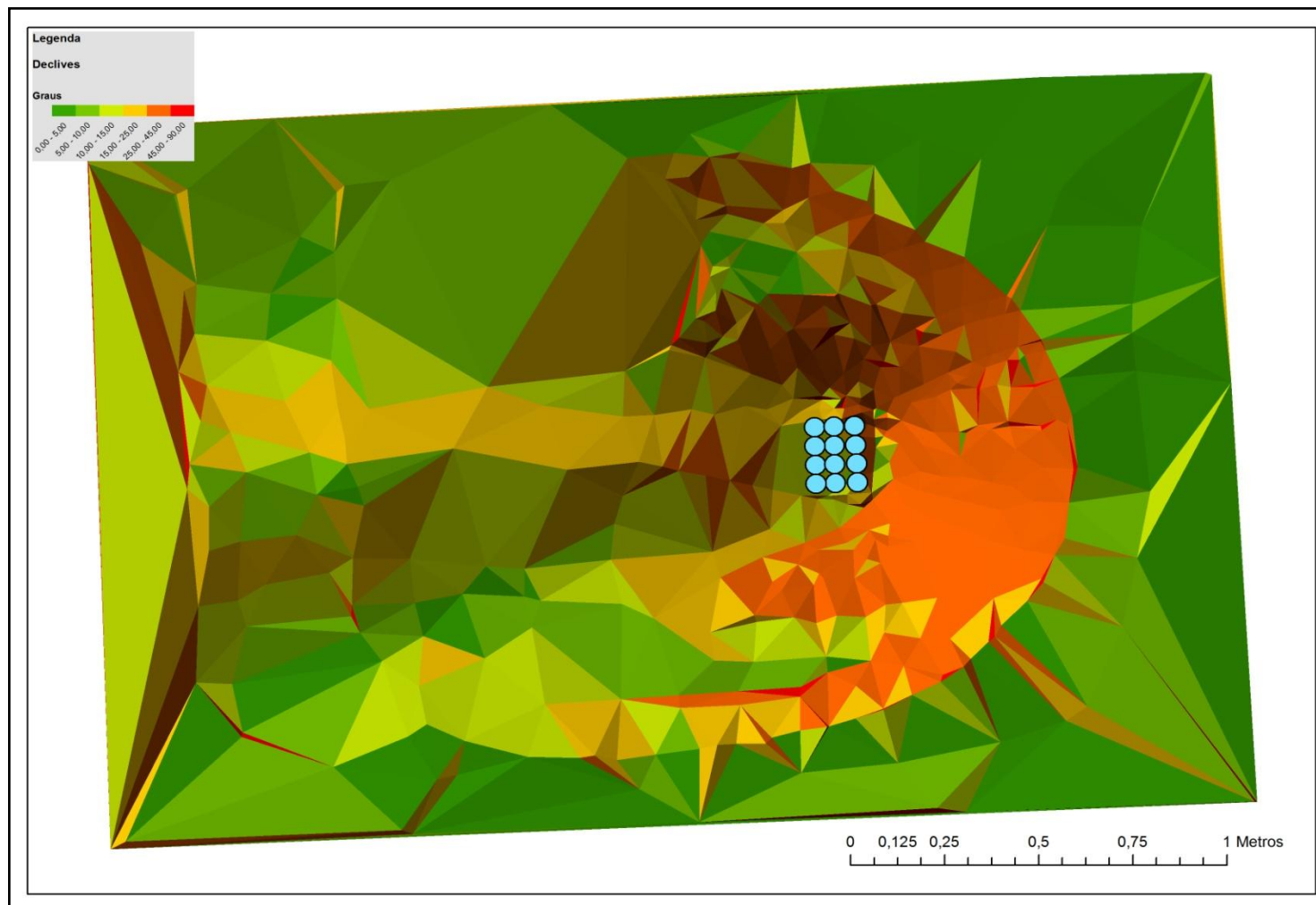
Fotografia do fundo no final do ensaio com as respectivas dimensões em planta.



Levantamento topográfico da cavidade de erosão no final do ensaio 12.



Levantamento topográfico da cavidade de erosão no final do ensaio 12, tendo em conta a profundidade.



Levantamento topográfico da cavidade de erosão no final do ensaio 12, tendo em conta o declive.

