

EROSÕES LOCALIZADAS JUNTO DE ENCONTROS E DE PILARES DE PONTES

Parte II – Da situação de referência à prática

LOCAL SCOUR AT BRIDGE PIERS AND ABUTMENTS

Part II – From the reference situation to practice

Lúcia Teixeira Couto

Eng^a Civil, Assistente de Investigação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, membro da APRH n.º 720.

António Heleno Cardoso

Professor Associado do Instituto Superior Técnico (Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura), membro da APRH n.º 342.

RESUMO – Neste artigo revêem-se os conhecimentos actualmente existentes quanto ao efeito dos principais factores das erosões localizadas junto de encontros e pilares de pontes, designadamente o efeito da velocidade média do escoamento de aproximação e da granulometria do material do fundo, da forma dos obstáculos, da respectiva orientação em relação à direcção principal do escoamento, da contracção e da forma da secção transversal do escoamento e ainda da densidade do material do fundo.

ABSTRACT – In this paper, a state-of-the-art review on the effect of the most relevant factors of local scour at bridge piers and abutments is presented. The effects are those of the average approaching flow velocity and granulometric characteristics of the bed material, shape and alignment of the obstacles, cross-section contraction and geometry, as well as the density of the bed material.

1 – INTRODUÇÃO

Na Parte I, procedeu-se, entre outros aspectos, à caracterização da profundidade de equilíbrio junto de obstáculos padrão, para a situação de referência.

Conforme se referiu, tratando-se de obstáculos padrão, a respectiva forma e orientação deixam de figurar na lista de variáveis que intervêm no processo erosivo. Para a situação de referência, o escoamento processa-se num canal rectangular muito largo, com fundo de areia praticamente uniforme, não susceptível de proporcionar o desenvolvimento de ru-

gas, com uma velocidade igual à velocidade crítica de início do movimento. Nestas condições, admitindo que $L/D_{50} > \approx 100$, a granulometria do material do fundo também não influencia a profundidade de equilíbrio das cavidades e pode concluir-se que

$$\frac{h_s}{L} = \varphi\left(\frac{h}{L}\right), \quad (1)$$

em que φ representa função genérica, h_s é a profundidade de equilíbrio, L é o diâmetro de um pilar cilíndrico ou o comprimento do encontro padrão e h é a altura do escoamento de aproximação.

A função anterior foi caracterizada na Parte I com base nas contribuições experimentais de VEIGA da CUNHA (1973), KANDASAMY (1989), MELVILLE (1992) e DONGOL (1994).

Contudo, na maioria das situações práticas, os obstáculos são diferentes dos obstáculos padrão e as propriedades do escoamento, do canal e dos materiais do fundo diferem das propriedades que caracterizam a situação de referência. Nessa medida, a análise efectuada na Parte I deve ser completada, sendo esse o objectivo deste artigo.

A equação de enquadramento geral do processo erosivo junto de encontros e pilares de pontes em canais com leito móvel foi apresentada na Parte I e toma a forma

$$\frac{h_s(t)}{L} = \varphi\left(\frac{U}{U_c}; \frac{h}{L}; \frac{B}{L}; \frac{L}{D_{50}}; \frac{u_* t}{\nu}; \sigma_D; s; K_f; K_g; K_\theta\right), \quad (2)$$

que, para a situação de equilíbrio, se pode escrever

$$\frac{h_s}{L} = K_U K_D K_\sigma K_f K_g K_\theta K_s \varphi\left(\frac{h}{L}\right), \quad (3)$$

A equação anterior é válida para a profundidade de equilíbrio, h_s , na condição de a relação B/L não conduzir a erosões por contracção e de $L/D_{50} > \approx 100$. Nas equações (2) e (3), U representa a velocidade média do escoamento de aproximação, U_c o correspondente valor crítico de início do movimento, B a largura da secção transversal do escoamento, D_{50} o diâmetro mediano do material do fundo, σ_D o coeficiente de graduação do mesmo material e s a respectiva densidade. O coeficiente K_U reflecte o efeito da velocidade média do escoamento de aproximação, K_D o do diâmetro mediano do material do fundo, K_σ o do coeficiente de graduação do material do fundo, K_f o da forma do obstáculo, K_θ o efeito da orientação do mesmo em relação à direcção do escoamento, K_g o da geometria da secção transversal e K_s o da densidade do material do fundo.

Neste artigo, procede-se à caracterização dos vários efeitos referidos, tendo em vista a utilização da equação (3) em situações susceptíveis de se verificarem na prática da

engenharia. Generalizam-se, desse modo, as contribuições apresentadas na Parte I, em que se caracterizou a função $\varphi(h/L)$.

2 – FACTORES DAS EROSÕES LOCALIZADAS

2.1 – Efeito da velocidade média do escoamento de aproximação e da granulometria do material do fundo

Considere-se, em primeiro lugar, que o material do fundo é praticamente uniforme (ou seja, que σ_D é inferior a cerca de 1,5). Considere-se ainda que o material é insusceptível de proporcionar a formação de rugas (o que acontece se $D_{50} > \approx 0,6$ mm).

De acordo com HANCO (1971), no caso de pilares cilíndricos, quando a velocidade média do escoamento atinge valores da ordem de grandeza de metade da velocidade média crítica de início do movimento de um dado material do fundo, a estrutura do escoamento na proximidade do pilar induz, localmente, valores da tensão de arrastamento susceptíveis de promoverem o início do movimento dos grãos, ou seja, o início do processo erosivo.

A cada valor da velocidade média no domínio $U > 0,5U_c$, corresponde um valor da profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão, h_s . Esta variável cresce quase linearmente com U até atingir um valor máximo para $U \approx U_c$. Continuando a aumentar a velocidade, as partículas do fundo do escoamento de aproximação ficam sujeitas a movimento generalizado, originando dunas.

No intervalo $U_c < U < 4U_c$, a sucessiva passagem dessas dunas pela cavidade de erosão faz afluir quantidades de material sólido que o vórtice em ferradura e os vórtices de esteira não conseguem remover antes da chegada de uma nova duna. Ou seja, as dunas induzem a diminuição de h_s com o aumento de U . Ocorre um valor mínimo de h_s para $U \approx 2U_c$. Para velocidades do escoamento no intervalo $2U_c < U < 4U_c$, à medida que a velocidade aumenta, as referidas configurações de fundo tendem a diminuir de altura e a aumentar de comprimento. O processo de erosão local vai sendo afectado pela chegada de novas cristas de altura e volume sucessivamente decrescentes, dando cada vez mais tempo à estrutura local do escoamento para remover o material sólido afluente. Consequentemente, h_s passa a aumentar de novo, gradualmente, com U , atingindo um novo máximo, da ordem de grandeza do que ocorre para $U \approx U_c$, quando $U \approx 4U_c$. Este novo máximo ocorre para o leito plano do regime superior. Para $U > 4U_c$, desenvolvem-se geralmente antidunas e verifica-se uma nova tendência para a diminuição de h_s com o aumento de U .

A Fig. 1 traduz graficamente o comportamento descrito. Na Fig. 2 apresenta-se uma representação tridimensional da variação de h_s com U e com o tempo, t .

Para efeitos práticos, a influência da velocidade média do escoamento de aproximação representada na Fig. 1 pode ser traduzida pelas equações

$$K_U = 0 \quad \text{para} \quad U/U_c < 0,5 \quad (4)$$

$$K_U = 2 \frac{U}{U_c} - 1 \quad \text{para} \quad 0,5 \leq U/U_c < 1,0 \quad (5)$$

$$K_U = 1 \quad \text{para} \quad U/U_c \geq 1,0 \quad (6)$$

em que K_U representa a razão entre a profundidade de equilíbrio para um dado valor de U/U_c e a que se obtém para $U/U_c = 1$.

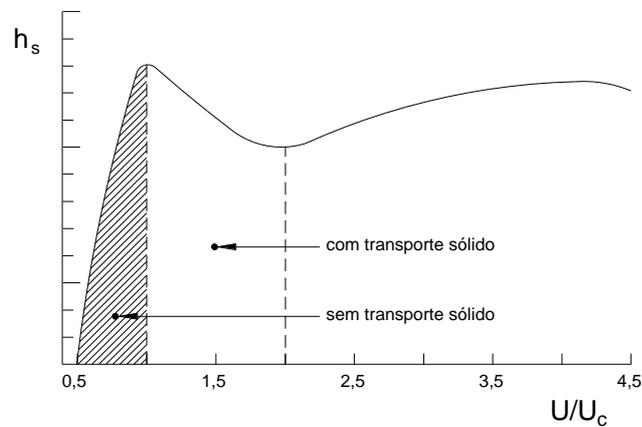


Fig. 1 – Variação típica de h_s com U para sedimentos uniformes caracterizados por $D_{50} > 0,6$ mm (adaptada de BREUSERS e RAUDKIVI (1991), p. 62)

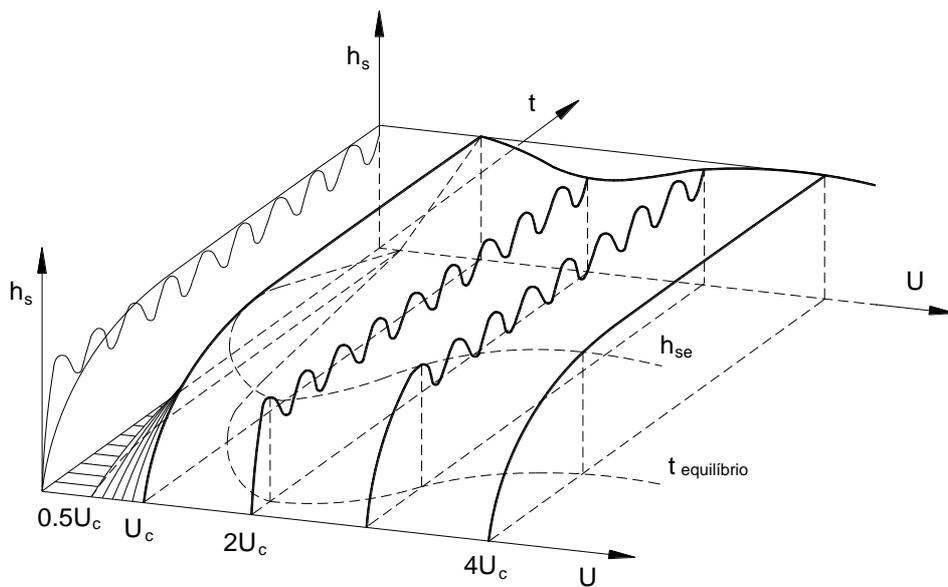


Fig. 2 – Representação tridimensional qualitativa da função $h_s = h_s(U; t)$ para sedimentos uniformes caracterizados por $D_{50} > 0,6$ mm

O comportamento descrito para pilares cilíndricos no que se refere à variação qualitativa de h_s com U/U_c – para $D_{50} > 0,6$ mm – foi, em grande parte, confirmado para encontros de pontes por DONGOL (1994). Este autor não verificou, porém, a hipótese de HANCO (1971) segundo a qual não ocorrem erosões localizadas sempre que $U < 0,5U_c$. Em estudo recente, CARDOSO *et al.* (2000) verificaram a validade da referida hipótese para encontros padrão, pelo que as considerações anteriores se podem considerar integralmente válidas para esse caso.

Tratando-se de sedimentos mais finos ($D_{50} < 0,6$ mm), para valores da velocidade do escoamento de aproximação ligeiramente inferiores a U_c , as partículas mais finas da mistura granulométrica entram em movimento. Não havendo, para esta gama de granulometrias, um patamar de valores de U suficientemente extenso para o qual o fundo permaneça plano (com movimento incipiente do material do fundo), rapidamente se desenvolvem rugas que desempenham um papel semelhante ao anteriormente descrito para as dunas, inibindo o processo erosivo; o máximo valor de h_s , para $U \approx U_c$, é inferior ao que se obtém para materiais mais grosseiros.

Quando as misturas granulométricas não são uniformes ($\sigma_D > \approx 1,5$), para velocidades claramente inferiores à velocidade crítica de início do movimento das partículas de diâmetro mediano da mistura, ocorre o transporte sólido selectivo das partículas mais finas. Este fenómeno conduz à formação de uma camada superficial em que prevalecem, na superfície do fundo, os grãos mais grosseiros. Esta camada, por vezes designada por camada de encouraçamento, acaba por impedir, ao fim de algum tempo, o movimento do fundo e por inibir o desenvolvimento da cavidade de erosão para $U \approx U_c$, em que U_c se refere ao valor de D_{50} da mistura. Consequentemente, ao contrário do que acontece para os sedimentos uniformes, h_s não é máximo para $U \approx U_c$. Esse máximo só ocorre para a velocidade de rotura da camada de encouraçamento, U_{ca} , entendida como a velocidade a partir da qual os grãos mais grosseiros da mistura entram em movimento. A variável U_{ca} é obviamente superior a U_c .

A redução da profundidade máxima das cavidades de erosão junto de pilares cilíndricos como consequência da formação de rugas para areias finas uniformes e de camadas de encouraçamento para areias não uniformes foi observada por ETTEMA (1980) Este autor traduziu os referidos efeitos graficamente relacionando h_s/D_p com σ/D_{50} , em que σ é o desvio padrão da distribuição granulométrica do material do fundo. Como se pode constatar na Fig. 3, para $D_{50} > 0,6$ mm, h_s/D_p decresce sistematicamente com σ/D_{50} podendo considerar-se $h_s/D_p \approx 2,2$ para $\sigma/D_{50} < 0,2$. Por outro lado, no caso de areias finas, o valor máximo de h_s/D_p , também igual a 2,1, obtém-se para $\sigma/D_{50} \approx 0,5$. Para areias finas mais uniformes ($\sigma/D_{50} < 0,5$), em que não se forme a camada de encouraçamento, as reduções de h_s/D_p

são, como se pode ver, significativas. Ao contrário do que se poderia supor, as maiores cavidades de erosão não ocorrem, pois, para os materiais mais finos e uniformes.

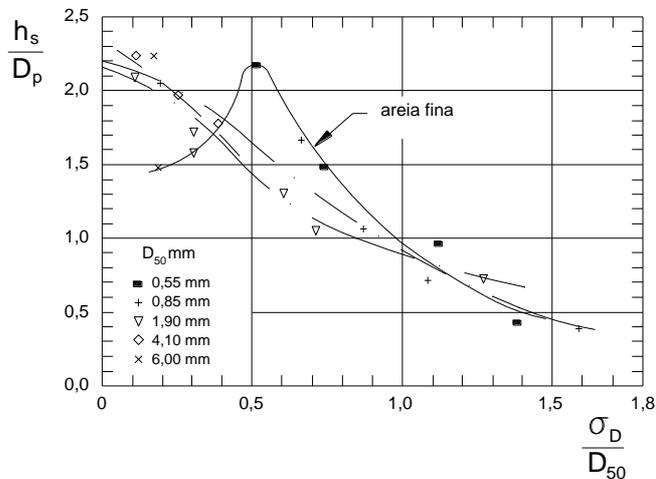


Fig. 3 – Efeito da não uniformidade das areias na profundidade de equilíbrio das erosões localizadas junto de pilares cilíndricos (adaptada de ETTEMA (1980))

Na Fig. 4, mostra-se o efeito de encouraçamento observado por DONGOL (1994), p. 275, junto de encontros de pontes; expressa-se h_s/L em função de $[U - (U_{ca} - U_c)]/U_c$. Além dos aspectos já referidos, esta figura evidencia que, para $[U - (U_{ca} - U_c)]/U_c \approx 4$, o efeito σ_D na redução da cavidade de erosão é diminuto.

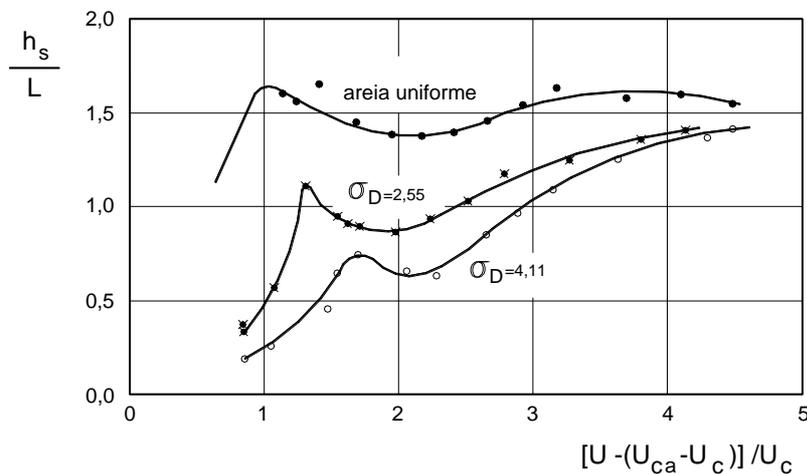


Fig. 4 – Efeito do encouraçamento na redução de h_s para encontros de pontes (adaptada de DONGOL (1994), p. 279)

O efeito de σ_D na profundidade de equilíbrio de cavidades de erosão junto de encontros de pontes carece de novos estudos no sentido de complementar o de DONGOL (1994), uma vez que este, ao contrário do que acontece com a contribuição de ETTEMA

(1980) para pilares de pontes, não se reporta a um número suficiente de valores de σ/D_{50} e não se conhecem outros.

2.2 – Efeito da forma dos obstáculos

As contribuições de MELVILLE (1992) e de DONGOL (1994) resumidas na Síntese da Parte I são aplicáveis na situação de referência e a obstáculos padrão. Neste parágrafo, levanta-se a restrição referente ao efeito da forma dos obstáculos.

Este efeito decorre do modo como os obstáculos afectam as linhas de corrente do escoamento. Obstáculos cuja forma altere pouco as linhas de corrente provocam cavidades de erosão relativamente pouco profundas.

O efeito da forma é geralmente tratado na literatura traduzindo-o em coeficientes, K_f , que relacionam a profundidade de erosão junto de um obstáculo de dada configuração com a que ocorreria junto do correspondente obstáculo padrão, mantendo inalteradas as restantes variáveis que caracterizam o processo erosivo.

Embora não sejam perfeitamente concordantes os coeficientes propostos por diferentes autores, pode identificar-se a tendência generalizada, no caso de encontros de pontes, para admitir que as cavidades de erosão junto de paredes verticais são mais profundas do que as que se observam junto de obstáculos com forma constituída por taludes mergulhantes. Por outro lado, a respectiva espessura parece não influenciar significativamente a profundidade máxima das cavidades de erosão.

KWAN (1988), p. 55, reuniu os coeficientes de forma publicados por vários autores para encontros de pontes. Essa compilação é reproduzida na Tabela 1, sendo o valor unitário atribuído à placa plana vertical.

De igual modo, reproduzem-se na Tabela 2 os coeficientes de forma compilados por BREUSERS e RAUDKIVI (1991), p. 73, para pilares de pontes, sendo de realçar que, ao contrário do que acontece para encontros de pontes, estes coeficientes de forma são por vezes superiores à unidade.

Embora prevaleça na comunidade científica a prática da utilização do coeficiente de forma para levar em consideração o efeito em análise e se apliquem indiscriminadamente valores das Tabelas 1 e 2, DONGOL (1994) concluiu que o efeito da forma é praticamente desprezável para obstáculos em que $L/h > 25$. Este autor sugeriu as seguintes equações com vista à obtenção dos coeficientes de forma, K_f^* , corrigidos em função do comprimento:

$$K_f^* = K_f \quad \text{para} \quad L/h \leq 2 \quad (7)$$

$$K_f^* = K_f + 0,087(1 - K_f) \left[0,5 \left(\frac{L}{h} \right) - 1 \right] \quad \text{para} \quad 2 < L/h \leq 25 \quad (8)$$

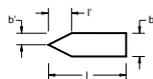
$$K_f^* = 1 \quad \text{para} \quad L/h > 25 \quad (9)$$

Tabela 1 – Coeficientes de forma aplicáveis a encontros de pontes

Forma do obstáculo	Autor							
	Field 1971	Laursen 1970	Veiga da Cunha 1973	Breusers e Raudkivi 1991	Wong 1982	Tey 1984	Melville 1992	Dongol 1994
	1,0	1,0	1,0	1,0			1,0	1,0
						1,0		
						1,0		
						0,80		
	0,85	0,90			0,87	0,70	0,75	0,80
			0,95					
					0,82		0,75	0,90
		0,80		0,85	0,60	0,70	0,50	0,51
			0,90					
	0,80							
							0,60	0,64
	0,50				0,55		0,45	0,45

Tabela 2 – Coeficientes de forma de pilares

Forma do pilar	b/l	b'/l'	K_f
cilíndrico			1,00
rectangular	1/1		1,22
	1/3		1,08
	1/5		0,99
rectangular com extremidade de montante semicircular	1/3		0,90
rectangular com extremidade de montante semicircular e de jusante em duplo bisel	1/5		0,86
rectangular com cantos chanfrados	1/4		1,01
rectangular com extremidade de montante em duplo bisel	1/3	1/2	0,76
		1/4	0,65
Elíptico			
	1/2		0,83
	1/3		0,80
	1/5		0,61
Lenticular			
	1/2		0,80
	1/3		0,70



2.3 – Efeito da orientação dos obstáculos

Considere-se, em primeiro lugar, o efeito da orientação de encontros de pontes relativamente à direcção do escoamento de aproximação. A orientação é definida pelo ângulo θ medido entre o eixo do obstáculo e a margem a jusante. O respectivo efeito traduz-se pelo coeficiente K_θ que relaciona a profundidade de erosão para um dado θ com a que se obteria para $\theta = 90^\circ$.

Conhecem-se muitos estudos relativos ao efeito da orientação de obstáculos. Citam-se, a título de exemplo, as contribuições de AHMAD (1953), LAURSEN (1958), VEIGA da CUNHA (1973), KWAN (1984) e KANDASAMY (1985).

As contribuições mais recentes, designadamente as dos dois últimos autores, contrariam as mais antigas num aspecto fundamental. De acordo com a Fig. 5, dos estudos mais antigos concluir-se-ia que K_θ aumenta com θ para qualquer θ . Por sua vez, Kwan e Kandasamy concluíram que, para $\theta > 90^\circ$, K_θ passa a diminuir.

Em estudo recente, CARDOSO *et al.* (2000) confirmaram os resultados de KWAN (1984) e de KANDASAMY (1985), contrariando a sugestão de MELVILLE (1992) segundo a qual se deveria adoptar, para efeitos práticos, a curva envolvente dos valores incluídos na figura anterior.

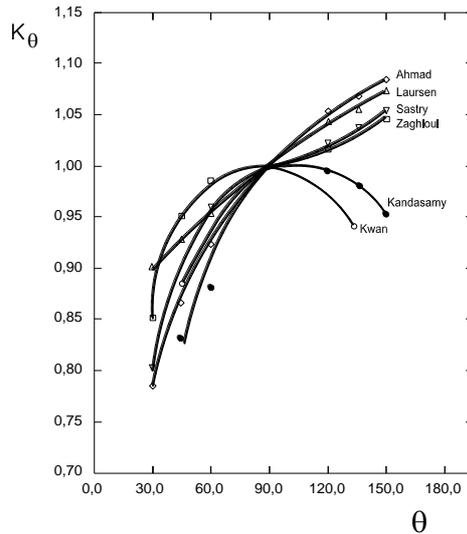


Fig. 5 – Variação de K_θ com a orientação do obstáculo segundo vários autores (adaptada de KWAN (1988), p. 58)

No parágrafo 2.2, referiu-se que, para obstáculos em que $L/h > 25$, a forma dos obstáculos praticamente não influencia a profundidade das cavidades de erosão. O mesmo acontece com a orientação, no caso de obstáculos curtos ($L/h < 1$). Por isso, MELVILLE (1992) sugeriu a seguinte correcção do coeficiente K_θ em função de L/h :

$$K_\theta^* = 1 \quad \text{para} \quad L/h \leq 1 \quad (10)$$

$$K_\theta^* = K_\theta + (1 - K_\theta) \left(1,5 - 0,5 \frac{L}{h} \right) \quad \text{para} \quad 1 < L/h \leq 3 \quad (11)$$

$$K_\theta^* = K_\theta \quad \text{para} \quad L/h > 3 \quad (12)$$

em que K_θ^* é o coeficiente corrigido atendendo ao efeito do comprimento do obstáculo.

No caso de pilares de pontes, o efeito da respectiva orientação em relação à direcção do escoamento pode ser avaliado com base na Fig. 6 adaptada de BREUSERS e RAUDKIVI (1991), p. 72.

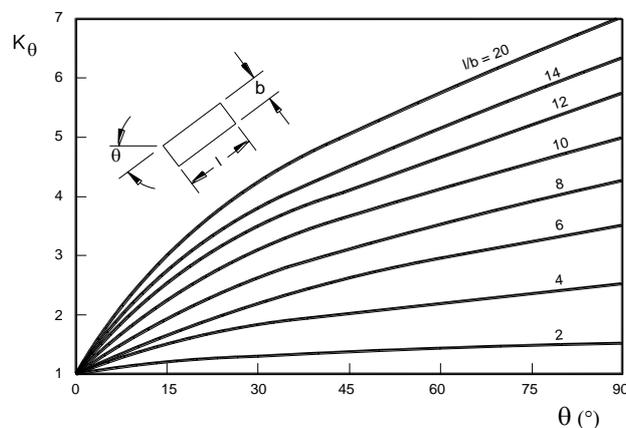


Fig. 6 – Efeito da orientação de pilares de pontes na profundidade de erosão (adaptada de BREUSERS e RAUDKIVI (1991), p. 72)

2.4 – Efeito da contracção da secção do escoamento

As considerações apresentadas nos parágrafos anteriores são válidas quando os obstáculos não induzem erosões por contracção (condição que é geralmente garantida no caso de pilares de pontes). No caso de encontros, o efeito da contracção está presente quando a cavidade de erosão atinge a margem oposta àquela em que o obstáculo se encontra enraizado.

Existe pouca informação quanto ao valor de L/B (em que L designa o comprimento da projecção do obstáculo na direcção perpendicular ao escoamento) acima do qual passa a ocorrer erosão por contracção e essa informação nem sempre é concordante.

Segundo VEIGA da CUNHA (1973), para situações sem transporte sólido generalizado, o efeito da contracção não se manifesta desde que o coeficiente $\alpha = (B - L)/B$ seja superior a cerca de 0,9.

Trabalhos posteriores parecem, porém, indicar que o critério de Veiga da Cunha é excessivamente exigente. De facto, de acordo com a Fig. 7, referente a erosões localizadas junto de esporões fluviais e em que q representa o caudal unitário, não parece que a contracção influencie a cavidade de erosão para valores de α tão baixos como 0,4 ou 0,5. Além disso, MELVILLE (1995) refere ensaios efectuados com $U \approx U_c$ e para $\alpha \approx 0,44$ sem que se tenham observado erosões por contracção.

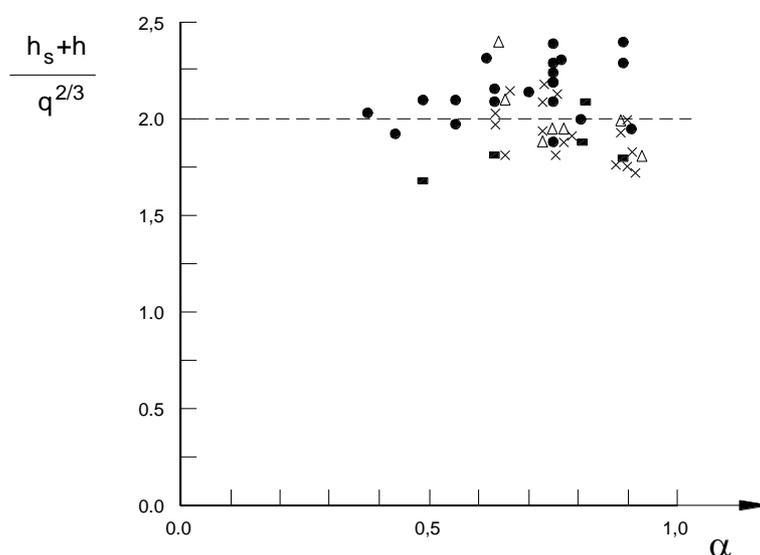


Fig. 7 – Efeito da contracção em erosões localizadas junto de esporões fluviais (adaptada de BREUSERS e RAUDKIVI (1991), p. 53)

Parece, assim, poder aceitar-se que o efeito da contracção do escoamento só se manifeste para valores de α relativamente baixos ($\alpha < 0,4 - 0,5$), dificilmente susceptíveis de ocorrerem na prática.

2.5 – Efeito da geometria da secção transversal do escoamento

As equações de cálculo de erosões localizadas junto de encontros de pontes, em particular, as sugeridas por MELVILLE (1992) ou DONGOL (1994) – ver Parte I – têm sido alvo de alguma controvérsia pelo facto de, aparentemente, conduzirem a previsões por excesso das profundidades máximas das cavidades de erosão.

Uma das razões mais citadas para este excesso consiste no facto de, na natureza, os trechos aluvionares dos rios apresentarem secções transversais complexas, geralmente constituídas por um leito principal e um leito de cheias, enquanto as referidas contribuições foram alcançadas a partir de resultados de ensaios laboratoriais realizados em canais de secção rectangular (ver Fig. 8).

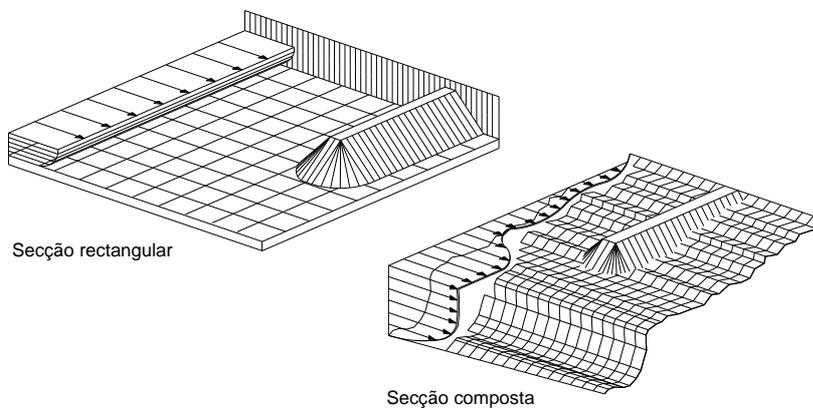


Fig. 8 – Campo do escoamento num canal rectangular e num canal de secção composta

O efeito da geometria da secção transversal do escoamento nas erosões localizadas só muito recentemente começou a ser estudado. De acordo com MELVILLE (1995), de um modo geral, podem considerar-se os três casos típicos ilustrados na Fig. 9. O caso I corresponde a encontros de pontes enraizados na margem de um rio ideal com secção rectangular e sem leito de cheias; no caso II, o encontro atravessa todo o leito de cheias e entra no leito principal; no caso III, só atravessa parte do leito de cheias. Este caso pode ainda ser dividido em dois tipos, designadamente os tipos a) e b) da Fig. 9. O tipo b) é um caso limite do tipo a) uma vez que o encontro termina exactamente na transição entre o leito de cheias e o leito principal.

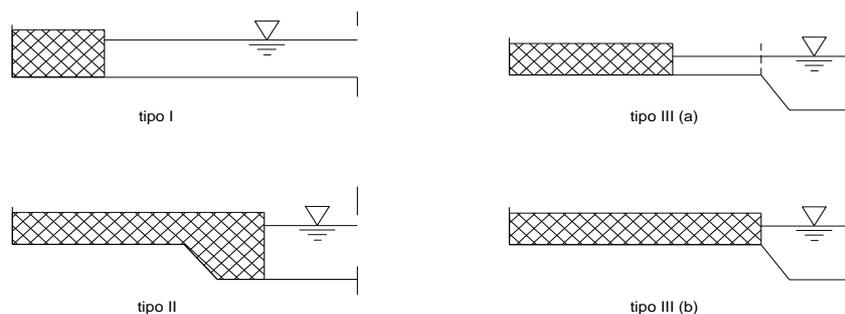


Fig. 9 – Configurações típicas de obstáculos em canais de secções rectangular e composta

As considerações apresentadas nos parágrafos anteriores referem-se ao caso I. Os primeiros estudos que não se restringem a este caso foram conduzidos por STURN e JANJUA (1994), caso III.a, e por DONGOL (1994), caso II (cf. MELVILLE (1995)).

De acordo com DONGOL, a profundidade das cavidades de erosão junto de obstáculos do tipo II pode obter-se multiplicando os resultados das equações apresentadas na Síntese da Parte I pelo coeficiente

$$K_g = \sqrt{\frac{\sum Q_i}{Q_r}} \quad (13)$$

que leva em consideração o efeito da geometria da secção transversal do escoamento.

Na equação (13), $\sum Q_i$ é o caudal interceptado (no leito principal e no leito de cheias) pelo encontro; Q_r é o caudal que passaria numa secção rectangular com altura igual à altura do escoamento no leito principal e com largura igual ao comprimento do obstáculo. Considerando a situação esquemática representada na Fig. 10 e recorrendo à equação de Manning para calcular as velocidades do escoamento nos leitos principal e de cheias (igualando o raio hidráulico à altura do escoamento e admitindo iguais perdas de carga unitárias nos dois leitos), pode mostrar-se que o coeficiente K_g é dado por

$$K_g = \left(1 - \frac{B_c}{L} \left[1 - \left(\frac{h_c}{h} \right)^{5/3} \frac{n}{n_c} \right] \right)^m \quad \text{com} \quad m = 0,5 \quad (14)$$

em que h_c é a altura do escoamento no leito de cheias, B_c a respectiva largura, n é o coeficiente de Manning do leito principal e n_c o do leito de cheias. Considerando $n = n_c$, a equação anterior toma a forma

$$K_g = \left(1 - \frac{B_c}{L} \left[1 - \left(\frac{h_c}{h} \right)^{5/3} \right] \right)^m \quad (15)$$

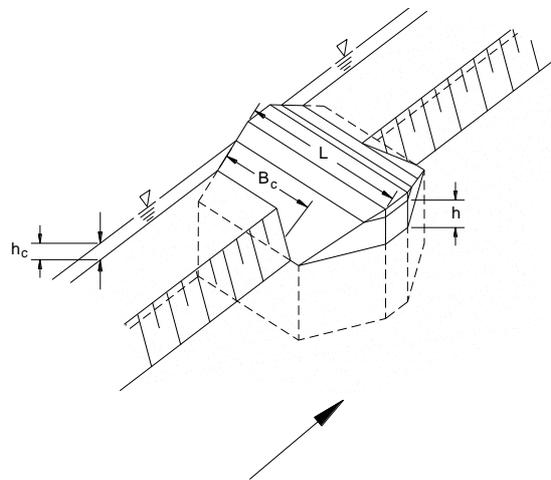


Fig. 10 – Representação esquemática de um encontro do tipo II

DONGOL (1994) conduziu um conjunto de ensaios que permitiram verificar a validade da equação anterior. Os resultados desses ensaios estão representados na Fig. 11, publicada por MELVILLE (1995); o coeficiente K_g é representado em função de h/h_c para valores de B_c/L iguais a 0,35, 0,60 e 0,86. Pode constatar-se uma razoável concordância entre os resultados experimentais e as previsões fornecidas pela equação (15). Deve, porém, notar-se que o estudo de DONGOL (1994) não contempla a possibilidade de a cavidade de erosão se estender ao leito de cheias pelo que os resultados anteriores só são aplicáveis se o talude entre leitos for revestido. CARDOSO *et al.* (2000) mostraram que quando a cavidade de erosão se estende ao leito de cheias a equação (15) se mantém válida com $m = 1,5$.

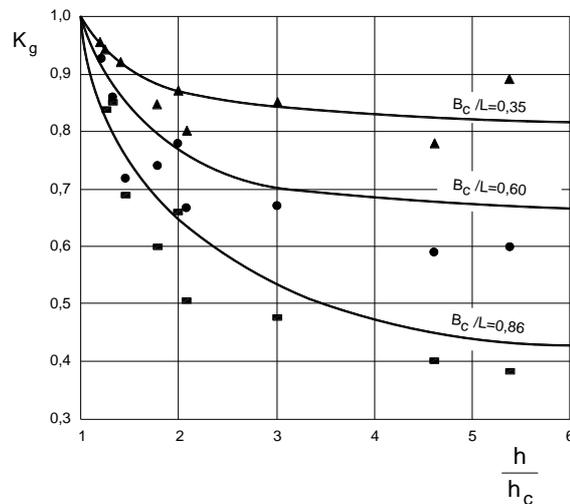


Fig. 11 – Variação de K_g com h/h_c e com B_c/L (MELVILLE (1995))

O estudo de STURN e JANJUA (1994) refere-se às situações mais susceptíveis de ocorrerem na realidade. De facto, só muito raramente os encontros de pontes (e respectivos aterros) atravessam o leito de cheia e entram no leito principal (caso II). Além disso, foram conduzidos sem transporte sólido generalizado e para valores da velocidade média do escoamento inferiores à velocidade crítica de início do movimento, isto é, para $U < U_c$, situação que também se pode considerar bastante realista. Porém, os resultados destes autores perdem grande parte do interesse que poderiam ter pelo facto de os ensaios terem durado entre 10 e 12 horas, tempo, em geral, insuficiente para se desenvolverem cavidades em equilíbrio.

Em face da falta de informação relativa ao caso III, MELVILLE (1995) sugeriu que se calculem as erosões localizadas junto deste tipo de obstáculos como se se tratasse dos de tipo I admitindo que o escoamento do leito principal não afecta o processo erosivo, ou seja, como se a secção do escoamento fosse uma secção rectangular muito larga de altura h_c . Esta sugestão foi confirmada por CARDOSO e BETTESS (1999) na condição de a cavi-

dade de erosão não se estender ao leito principal. Por sua vez, quando $L/B_c \rightarrow 1$, a hipótese de Melville perde rigor uma vez que o escoamento do leito principal passa a interagir com o do leito de cheias.

2.6 – Efeito da densidade

Para além do efeito da geometria da secção transversal do escoamento, existem outras causas para a disparidade entre as previsões fornecidas pelas equações conhecidas e as poucas observações de campo disponíveis.

Uma delas é a curta duração que, por vezes, as cheias apresentam relativamente ao tempo necessário para que se processe a escavação da cavidade de equilíbrio. Por outro lado, na fase descendente das cheias, as cavidades de erosão voltam a ser parcialmente preenchidas por sedimentos, pelo que as medições efectuadas durante períodos de caudais baixos, após a passagem das cheias, não são, em geral, representativos das máximas escavações que efectivamente ocorram.

Em face destas dificuldades, recorre-se, por vezes, à modelação física para caracterizar as cavidades de erosão junto de estruturas com alguma importância. A exploração de modelos físicos com este objectivo só é possível se se estabelecer correctamente a relação entre as escalas geométricas do modelo e a das erosões localizadas. Para o efeito, designadamente se o material do fundo do modelo tiver uma densidade diferente da da areia (o que acontece com frequência), é necessário dispor de uma equação de previsão das erosões localizadas que atenda ao efeito da densidade do material do fundo do modelo.

Pode postular-se que a profundidade de erosão e o ritmo de escavação aumentam com a diminuição da densidade. Porém, há muito poucos estudos que tenham procurado caracterizar estas variações e os que existem não são conclusivos.

Tendo presente que a equação (1) toma a forma $h_s = h_s(L, h)$ para obstáculos padrão inseridos em secções rectangulares muito largas, com leito constituído por areias uniformes não susceptíveis de proporcionar a formação de rugas, e em que a condição $U \approx U_c$ se mantém o tempo suficiente para se alcançar a cavidade de equilíbrio, é possível generalizar a contribuição de KANDASAMY (1989) – ver Fig. 5 da Parte I – por forma a atender ao efeito da densidade, conforme se ilustra na Fig. 12. A cada valor de s corresponde uma superfície diferente, ou seja, a Fig. 12 representa a função $h_s = h_s(h, L, s)$. Esta função não é conhecida, pelo que a exploração de modelos físicos para caracterizar erosões localizadas apresenta algumas dificuldades quando se recorre à utilização de materiais diferentes da areia.

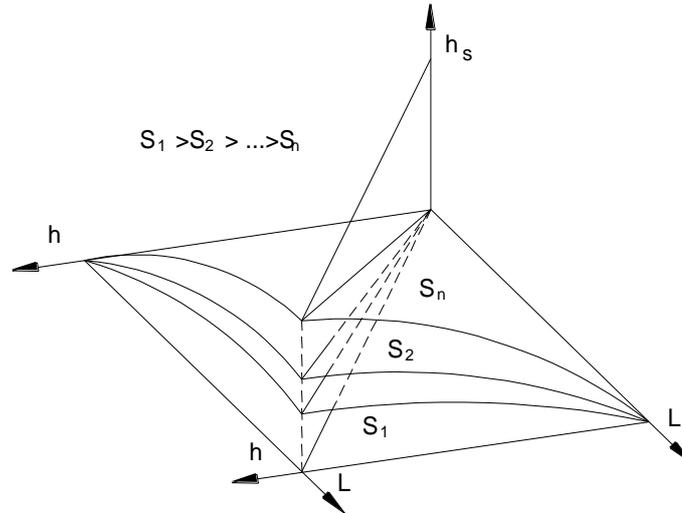


Fig. 12 – Representação qualitativa da função $h_s = h_s(h, L, s)$

3 – SÍNTESE E RECOMENDAÇÕES

Para efeitos de aplicação prática pode concluir-se o seguinte:

- A profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão que ocorrem junto de pilares de pontes pode calcular-se pelas equações

$$h_s = 2,3D_p K_U K_\sigma K_f K_\theta \quad \text{para} \quad h/D_p > 6 \quad (16)$$

$$\frac{h_s}{D_p} = 1,35 \left(\frac{h}{D_p} \right)^{0,3} K_U K_\sigma K_f K_\theta \quad \text{para} \quad h/D_p < 6 \quad (17)$$

em que os coeficientes K se podem obter com base em equações, tabelas e figuras apresentadas neste artigo.

- A envolvente máxima das profundidades de equilíbrio das cavidades de erosão que ocorrem junto de encontros de pontes pode avaliar-se pelas equações

$$h_s = C_1 L^m h^{(1-m)} K_U K_\sigma K_f K_\theta^* \quad \text{para} \quad L/h \leq C_3 \quad (18)$$

$$h_s = C_2 L^n h^{(1-n)} K_U K_\sigma K_f K_\theta^* \quad \text{para} \quad C_3 < L/h \leq C_4 \quad (19)$$

$$h_s = 10h K_U K_\sigma K_f K_\theta^* \quad \text{para} \quad L/h > C_4 \quad (20)$$

em que m , n , C_1 , C_2 , C_3 e C_4 tomam valores resumidos na Parte I e os coeficientes K se podem obter com base em equações, tabelas e figuras apresentadas neste artigo, subsistindo dificuldades na quantificação de K_σ .

Às fórmulas anteriores podem juntar-se muitas outras. As contribuições de MELVILLE (1992) e de DONGOL (1994) têm, porém, a particularidade de corresponderem a

envolventes máximas dos dados disponíveis, conduzindo, por isso, a previsões do lado da segurança.

No que respeita a futuros trabalhos de investigação no domínio das erosões localizadas junto de encontros de pontes, e em face do exposto, podem enunciar-se as seguintes necessidades:

- Caracterização sistemática do efeito de encouraçamento que ocorre quando os materiais do fundo não são uniformes, isto é, para $\sigma_D > 1,5$.
- Caracterização experimental da função $h_s = h_s(h, L, s)$, que traduz o efeito da densidade do material do fundo, para obstáculos padrão inseridos em secções rectangulares e para $U \approx U_c$.

O segundo estudo, actualmente em curso em Portugal, pode revelar-se de grande utilidade para a exploração de modelos físicos cujo objectivo consista na caracterização de erosões localizadas junto de encontros de pontes.

Agradecimentos

Parte deste estudo foi financiado pelo projecto PRAXIS/3/3.2/CEG/32/94 da Fundação para a Ciência e a Tecnologia, instituição a que se agradece a oportunidade decorrente do referido financiamento.

SIMBOLOGIA

B	largura da secção do escoamento;
B_c	largura do leito de cheias;
D_p	diâmetro de um pilar de ponte;
D_{50}	diâmetro mediano das partículas do material do fundo;
h	altura do escoamento;
h_c	altura do escoamento no leito de cheias;
h_s	profundidade da cavidade de erosão; profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão;
K_f	coeficiente de forma do obstáculo;
K_f^*	coeficiente de forma do obstáculo corrigido em função do comprimento;
K_g	coeficiente da geometria da secção do escoamento;
K_s	coeficiente da densidade do material do fundo;
K_U	coeficiente que reflecte o efeito da velocidade do escoamento de aproximação;
K_θ	coeficiente de orientação do obstáculo;
K_σ	coeficiente que reflecte o efeito da graduação do material do fundo;
K_θ^*	coeficiente de orientação do obstáculo corrigido em função do comprimento;
L	comprimento do obstáculo;
Q	caudal líquido;
s	densidade das partículas do fundo;
t	tempo;
U	velocidade média do escoamento;
U_c	velocidade média crítica do escoamento ou de início do movimento;
U_{ca}	velocidade de rotura da camada de encouraçamento;
u_*	velocidade de atrito junto ao fundo;

u_{*c}	velocidade de atrito junto ao fundo correspondente ao início do movimento;
α	coeficiente de contracção da secção de escoamento;
φ	função genérica;
θ	ângulo de incidência do obstáculo;
ν	viscosidade cinemática da água;
σ	desvio padrão da distribuição granulométrica do material do fundo;
σ_D	coeficiente de graduação do material do fundo.

BIBLIOGRAFIA

- AHMAD, M. 1953 – *Experiments on design and behaviour of spur dikes*. Proc. IAHR Conf. Minnesota, p. 145-159.
- BREUSERS, H.; RAUDKIVI, A. J. 1991 – *Scouring*. IAHR Hydraulic Structures Design Manual. A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- CARDOSO, A.H.; BETTESS, R. 1999 – *Effects of time and channel geometry on scour at bridge abutments*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 125, No. 4, April, pp. 388–399.
- CARDOSO, A.H.; SANTOS, J.S.; ROCA, M. 2000 – *Effects of flow intensity, obstacle alignment and cross-section geometry on scour at bridge abutments*, Journal of Hydraulic Engineering, IAHR, submitted for publication.
- DONGOL, D. M. S 1994 – *Local scour at bridge abutments*. PhD Thesis. Report N° 544. School of Engineering. University of Auckland, New Zealand.
- ETTEMA, R. 1980 – *Scour at bridge piers*. Report N° 216, School of Engineering, University of Auckland, New Zealand.
- FIELD, W. G. 1971 – *Flood protection at highway bridge openings*. Engineering Bulletin CE3, University of Newcastle, Australia.
- HANCO, S. 1971 – *Sur le calcul des affouillements locaux dans la zone de piles de pont*. Communication C36, 14° Congrès de l'IAHR, Paris.
- KANDASAMY, J. K. 1985 – *Local scour at skewed abutments*. Report N° 375, School of Engineering. University of Auckland, New Zealand.
- KANDASAMY, J. K. 1989 – *Abutment scour*. Report N° 458, School of Engineering, University of Auckland, New Zealand.
- KWAN, T. F. 1984 – *Study of abutment scour*. Report N° 328, School of Engineering, University of Auckland, New Zealand.
- KWAN, T. F. 1988 – *A study of abutment scour*. Report N° 451, School of Engineering, University of Auckland, New Zealand.
- LAURSEN, E. M. 1958 – *Scour at bridge crossings*. Iowa Highway Research Board Bulletin, N°8, Iowa Institute of Hydraulic Research, State University of Iowa, USA.
- LAURSEN, E. M. 1970 – in *Scour at bridge waterways*. National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice, N° 5, Highway Research Board, USA.
- MELVILLE, B. W. 1992 – *Local scour at bridge abutments*. Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol. 114, N° 4, April, p. 615 - 631.
- MELVILLE, B. W. 1995 – *Bridge abutment scour in compound channels*. Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol. 121, N° 12, December, p. 863 - 868.
- STURN, T. W.; JANJUA, N. S. 1994 – *Clear-water scour around abutments in floodplains*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 120, N° 8, August, p. 956 - 972.
- TEY, C. B. 1984 - *Local scour at bridge abutments*. Msc Thesis. Report N° 329. School of Engineering. University of Auckland. Auckland, New Zealand;
- VEIGA da CUNHA, L. 1973 – *Erosões localizadas junto de obstáculos salientes de margens*. Memória N° 428, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- WONG W. H. 1982 - *Scour at bridge abutments*. Msc Thesis. Report N° 275. School of Engineering. University of Auckland. Auckland, New Zealand.