

Modelo probabilístico para a representação das subpressões nas fundações de barragens de betão



Renato Pereira¹



**António Lopes
Batista²**



**Luís Canhoto
Neves³**

Resumo

As pressões geradas pela percolação de água nas discontinuidades dos maciços rochosos de fundação das barragens de betão reduzem as tensões efetivas e, por consequência, a resistência ao corte dessas discontinuidades e da interface betão-rocha. O Regulamento de Segurança de Barragens português estipula que as subpressões devem ser limitadas, sob a linha dos drenos, a um terço da pressão hidrostática no pé de montante. Tem-se verificado, através da monitorização contínua das barragens de betão, que as subpressões existentes imediatamente a jusante da rede de drenagem, medidas por intermédio de piezómetros, apresentam, em relação ao valor objetivo referido, variações significativas.

Em regra, considera-se uma distribuição bi-linear de subpressões na interface betão-rocha, na direção montante-jusante. No contexto da análise de fiabilidade de barragens de betão, admitiu-se que os parâmetros definidores desta distribuição bi-linear de subpressões podem ser representados por variáveis aleatórias, podendo a sua quantificação probabilística ser baseada nos registos da monitorização.

O trabalho realizado apoiou-se nos dados piezométricos provenientes da observação de um conjunto alargado de grandes barragens de betão portuguesas. Consideraram-se as pressões observadas ao longo do tempo em 150 piezómetros de 16 barragens, o que permitiu a caracterização probabilística das subpressões através de um modelo representado por uma função exponencial acrescido de uma parcela que quantifica a dependência, considerada linear, entre o nível de água na albufeira e as subpressões. Aos parâmetros do modelo foram atribuídas as funções de distribuição de probabilidades que melhor se ajustaram aos valores observados. No final compararam-se as distribuições de probabilidades obtidas através do modelo proposto com as subpressões observadas.

Palavras-chave: Barragens de betão, subpressões, monitorização, modelação da incerteza, análise de fiabilidade.

¹ Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Caparica, Portugal; e-mail: r.pereira@campus.fct.unl.pt

² Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa, Portugal; e-mail: a.l.batista@lnec.pt

³ University of Nottingham, Nottingham Transportation Engineering Centre, Nottingham, United Kingdom; e-mail: luis.neves@nottingham.ac.uk

1. INTRODUÇÃO

As pressões geradas pela percolação de água nas discontinuidades dos maciços rochosos de fundação das barragens de betão reduzem as tensões efetivas e, por consequência, a resistência ao corte das próprias discontinuidades e da interface betão-rocha. Estas pressões, habitualmente designadas por subpressões, têm assim uma influência significativa na segurança das barragens de betão [1, 2, 3].

A existência das subpressões foi reconhecida, pela primeira vez, no projeto da barragem de Vyrnwy (Reino Unido), no final do século XIX, tendo levado à construção de um conjunto de drenos [4]. No entanto, o estudo deste efeito só conheceu avanços após o acidente na barragem de Bouzey, em 1895, quando Lévy [5] mostrou que a percolação de água nas discontinuidades da barragem e fundação origina impulsos verticais correspondentes a diagramas triangulares em qualquer secção horizontal.

Em 1961, Casagrande [6], tendo por base os resultados da monitorização das subpressões na barragem de Hiawassee (EUA), mostrou que os drenos eram o instrumento mais eficaz para esse efeito. O contributo de Casagrande justificou a realização de estudos sobre o escoamento nas fundações de barragens de betão e os efeitos dos sistemas de impermeabilização e de drenagem.

Sabe-se hoje que a estabilidade estrutural e a salvaguarda das características dos maciços rochosos requerem a realização de um conjunto de intervenções na fundação, nomeadamente através da execução de sistemas de impermeabilização e drenagem, para redução dos caudais e das subpressões, respetivamente. Existem várias soluções para determinar as subpressões e dimensionar estes sistemas, com base em métodos gráficos [7] e métodos numéricos que consideram as fundações de barragens como meios contínuos [8, 9, 10, 11] ou descontínuos [12, 13, 14].

A redução das subpressões é um aspeto crucial do projeto de grandes barragens de betão, sendo considerada internacionalmente em regulamentos e normas [15]. Em Portugal, as Normas de Projeto de Barragens [16], que complementam neste âmbito o Regulamento de Segurança de Barragens [17], estipulam que as subpressões devem ser limitadas, sob a linha dos drenos, a um terço da pressão hidrostática no pé de montante,

$$H_{dr} = \alpha_w \cdot H_m \quad (1)$$

em que H_{dr} é pressão, em metros da coluna de água equivalente, sob a linha de drenos, α_w é o fator de redução das subpressões ($\alpha_w=1/3$) e H_m é a altura de água na albufeira.

Em outros regulamentos o nível de água a jusante é também tido em conta [18, 19], sendo o fator de redução das subpressões quantificado a partir da redução do potencial hidráulico, $\Delta H=H_m-H_j$, em que H_j é a altura de água a jusante,

$$H_{dr} = H_j + \alpha_w \cdot \Delta H \quad (2)$$

Neste trabalho considera-se a Eq. (2) para quantificar as subpressões sob a linha de drenos. A Fig. 1 mostra o diagrama bi-linear de subpressões considerado na interface betão-rocha.

A monitorização das subpressões está prevista, em regra, nos planos de observação das barragens de betão, de acordo com as disposições das Normas de Observação e Inspeção de Barragens [20]. As subpressões são registadas através de um conjunto de piezómetros localizados a jusante da linha dos drenos. Em regra, utilizam-se piezómetros simples com câmara manométrica, mas há situações particulares, em zonas não acessíveis, em que se usam piezómetros de corda vibrante e pneumáticos.

Tem-se verificado, através da observação continuada das barragens portuguesas, que os valores médios das subpressões, imediatamente a jusante da linha dos drenos, são muito variáveis. Este facto deve-se à variação do potencial hidráulico (níveis de água a montante e jusante), à heterogeneidade do maciço

rochoso de fundação, às propriedades das discontinuidades (comprimento e permeabilidade) e ao estado de tensão.

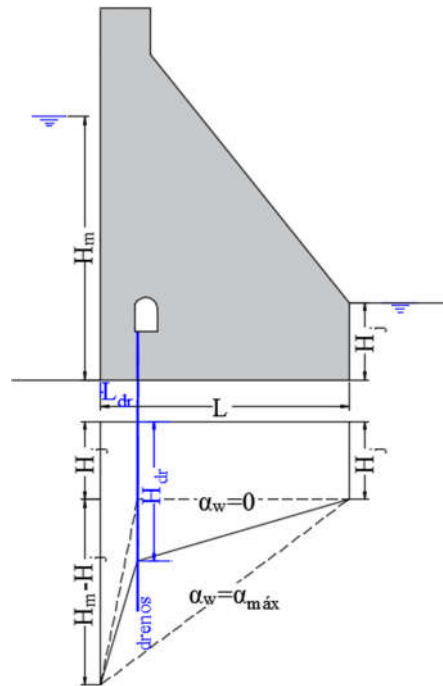


Figura 1. Diagrama bi-linear de subpressões na interface betão-rocha.

No contexto da análise de fiabilidade de barragens de betão, a incerteza relativa à quantificação das subpressões deve ser modelada por intermédio de variáveis aleatórias. Contudo, conhecem-se poucos trabalhos de investigação neste domínio. Westberg [3] considerou a permeabilidade da fundação como um campo aleatório e usou a análise geoestatística para obter a distribuição de probabilidades de uma variável associada às subpressões. Bernstone et al. [21] recorreram aos dados da monitorização para melhorar a caracterização probabilística das subpressões. Altarejos [2, 22], apesar de dispor de poucos dados da monitorização, estudou a variabilidade das subpressões e considerou uma distribuição probabilística simplificada de uma variável que quantifica a pressão sob a linha de drenos.

Neste trabalho considera-se a informação proveniente da monitorização de um conjunto alargado de grandes barragens de betão portuguesas, do tipo abóbada, gravidade e arco-gravidade, para propor um modelo probabilístico de quantificação das subpressões sob a linha de drenos. Este modelo pode ser entendido como um modelo probabilístico *a priori* desta grandeza.

2. TRATAMENTO DAS FUNDAÇÕES E MONITORIZAÇÃO DAS SUBPRESSÕES

Como referido, os sistemas de impermeabilização e drenagem são dimensionados para reduzir os caudais percolados e as subpressões, respetivamente. Contudo, a impermeabilização também contribui para o aumento da eficiência do sistema de drenagem, pois obriga a um aumento dos caminhos de percolação até se atingir a base da barragem e, reduzindo-se o caudal percolado e as velocidades de percolação, previne-se a saturação dos drenos e a sua eventual colmatação por arraste de materiais. A cortina de impermeabilização deve atingir os horizontes mais impermeáveis do maciço rochoso de fundação e os drenos têm, em regra, uma menor profundidade, já que interessa, em geral, fazer o alívio das pressões numa faixa menos profunda do maciço.

Na prática, os trabalhos de impermeabilização consistem na construção de cortinas lineares compostas por um conjunto de furos verticais ou sub-verticais, injetados com calda de cimento, em geral a partir da galeria geral de drenagem, para que se localizem próximo do pé de montante da barragem. O sistema

de drenagem consiste na execução de uma ou mais linhas de drenos localizados a jusante da cortina de impermeabilização.

No projeto da rede de drenagem de barragens de betão, a implantação e características dos respetivos furos (diâmetro, espaçamento e profundidade) são muitas vezes obtidas seguindo a formulação proposta por Casagrande, de modo a que a pressão média na linha de drenos seja da ordem de um terço da pressão hidrostática no pé de montante [23].

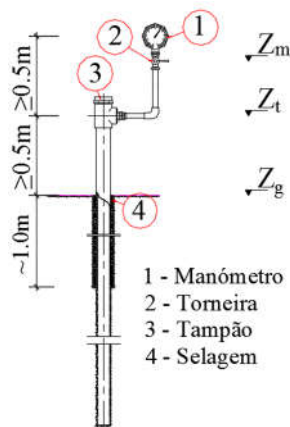
As subpressões são monitorizadas por intermédio de piezómetros, localizados, em regra, a jusante da linha dos drenos. Em Portugal está generalizada a utilização de piezómetros de câmara única, instalando-se um por bloco da barragem. Em casos particulares são utilizados leques piezométricos.

Considera-se que a altura da coluna de água correspondente à pressão instalada na interface betão-rocha pode ser calculada através de uma extrapolação linear a partir da altura da coluna de água correspondente à pressão medida nos manómetros dos piezómetros,

$$H_{dr} = H_d + (H_p - H_j) \cdot \frac{L - L_{dr}}{L - L_p} \quad (3)$$

em que H_{dr} e H_p são as pressões, em altura da coluna de água equivalente, sob a linha dos drenos e dos piezómetros, respetivamente, e L_{dr} e L_p são as distâncias desde o pé de montante às linhas dos drenos e dos piezómetros, respetivamente.

A Fig. 2 apresenta um esquema de um piezómetro e a vista de um manómetro. O manómetro mede as pressões, geralmente em bars, acima da sua cota, Z_m . Quando as pressões medidas são nulas a água não atinge a cota do manómetro. Neste caso deve medir-se a profundidade até à superfície da água no furo, a partir da cota do tampão, Z_t , para se obter a altura da coluna de água acima do contacto betão-rocha. Como este procedimento nem sempre é efetuado, os registos de pressões nulas nos manómetros não são considerados neste estudo.



a) Esquema de um piezómetro.



b) Vista de um manómetro.

Figura 2. Esquema de um piezómetro com câmara manométrica e vista de um manómetro.

3. MODELO PROBABILÍSTICO PARA REPRESENTAÇÃO DAS SUBPRESSÕES NAS FUNDAÇÕES DE BARRAGENS DE BETÃO

O fator de redução das subpressões, α_w , de acordo com hipótese de Lévy, está limitado superiormente a $\alpha_{máx}$, que corresponde ao caso em que não existe alívio de subpressões. O valor de $\alpha_{máx}$ é uma propriedade geométrica do perfil e está relacionado com a posição da linha dos drenos,

$$\alpha_{\text{máx}} = \frac{L - L_{\text{dr}}}{L} \quad (4)$$

Deste modo, a expressão que quantifica a altura de água correspondente à pressão sob a linha dos drenos deve ser reescrita,

$$H_{\text{dr}} = H_j + k_w \cdot \alpha_{\text{máx}} \cdot \Delta H \quad (5)$$

em que k_w , que pode variar entre 0 e 1, é o fator complementar da eficiência de redução das subpressões, E ($E=1-k_w$), e que será designado por fator de quantificação das subpressões. No contexto da análise de fiabilidade de barragens de betão, admite-se que a incerteza deste fator pode ser modelada tendo por base os registos da monitorização.

Compilou-se a informação proveniente da monitorização das subpressões através de 150 piezómetros instalados em 16 grandes barragens de betão portuguesas. Foram considerados apenas os piezómetros que registaram pelo menos 50 pressões reais válidas desde o início da exploração das barragens. No Quadro 1 apresentam-se as principais características das barragens consideradas.

Quadro 1. Principais características das barragens e número de piezómetros considerados.

<i>Barragem</i>	<i>Altura da barragem (m)</i>	<i>Ano de entrada em exploração</i>	<i>Tipo de maciço rochoso de fundação</i>	<i>Número de piezómetros considerados</i>
Alqueva	96,0	2003	Xistos e filitos	20
Alto Lindoso	110,0	1991	Granitos	14
Alto Rabagão	94,1	1964	Granitos	11
Bouçoais-Sonim	43,0	2004	Granitos	3
Cabril	132,0	1954	Granitos	8
Castelo do Bode	115,0	1951	Gnaisse e micaxistos	7
Ferradosa	33,4	2005	Xistos	5
Fronhas	62,0	1985	Metagrauvaques	8
Ólgas	34,5	2007	Xistos	3
Pedrógão	43,0	2006	Granitos	11
Penha Garcia	25,0	1979	Quartzitos	10
Pretarouca	28,5	2007	Granitos	3
Raiva	36,0	1981	Xistos e grauvaques	13
Rebordelo	35,5	2005	Granitos	0
Varosa	76,0	1976	Granitos	16
Vilarinho das Furnas	94,0	1972	Granitos	18

As pressões observadas em cada piezómetro, consideradas em metros de coluna de água equivalente, foram transformadas em valores k_w , de acordo com as Eqs. (3) e (5). A análise da evolução dos valores k_w no tempo mostrou que: i) a ordem de magnitude do valor inicial é variável; ii) em alguns casos existem tendências evolutivas no tempo, crescente ou decrescente; e iii) este fator é, naturalmente, muito sensível às variações do nível de água na albufeira.

Propõe-se um modelo representado por uma função exponencial acrescido de uma parcela que quantifica a dependência, considerada linear, entre o nível de água na albufeira e as subpressões, ou seja,

$$k_w(t, \delta H) = k_{w0} \cdot e^{p \cdot t} - m \cdot \delta H \quad (6)$$

em que k_{w0} representa o valor inicial de k_w , que pode ser relacionado com as propriedades iniciais do maciço rochoso de fundação, p é o fator de evolução no tempo, que pode ser relacionado com alterações das propriedades do maciço devido ao processo hidromecânico e com a possível perda de eficiência para reduzir as subpressões por deterioração dos sistemas de impermeabilização e drenagem, m

representa o efeito (assumido linear) da variação do nível de água na albufeira e δH mede a variação, em termos relativos, do nível da água em relação à altura máxima da barragem,

$$\delta H = \frac{H_{\text{máx}} - H_m}{H_{\text{máx}} - H_j} = 1 - \frac{H_m - H_j}{H_{\text{máx}} - H_j} \quad (7)$$

Ajustou-se o modelo proposto às histórias de pressões, obtidas a partir das leituras dos piezómetros, por análise de regressão não-linear. Um dos pressupostos da análise de regressão é o da normalidade que indica que os resíduos, que representam a incerteza do modelo associada ao nível de aproximação na formulação física do problema [24], seguem uma distribuição normal com média nula ($\varepsilon \sim N(0, \sigma_\varepsilon)$). Assim, o modelo de previsão do fator k_w , em termos de t e δH , é dado por,

$$k_w | t, \delta H = k_{w0} \cdot e^{p \cdot t} - m \cdot \delta H + \varepsilon \quad (8)$$

Tendo sido considerado o fator k_w um processo estocástico, os parâmetros k_{w0} , p , m e σ_ε são considerados como variáveis aleatórias. No total obtiveram-se 150 amostras (uma por cada piezómetro considerado) destes parâmetros. Na Fig. 3 mostra-se, a título de exemplo, o ajuste do modelo proposto aos valores de k_w obtidos a partir das pressões registadas no piezómetro “P5/6” da barragem do Alto Lindoso.

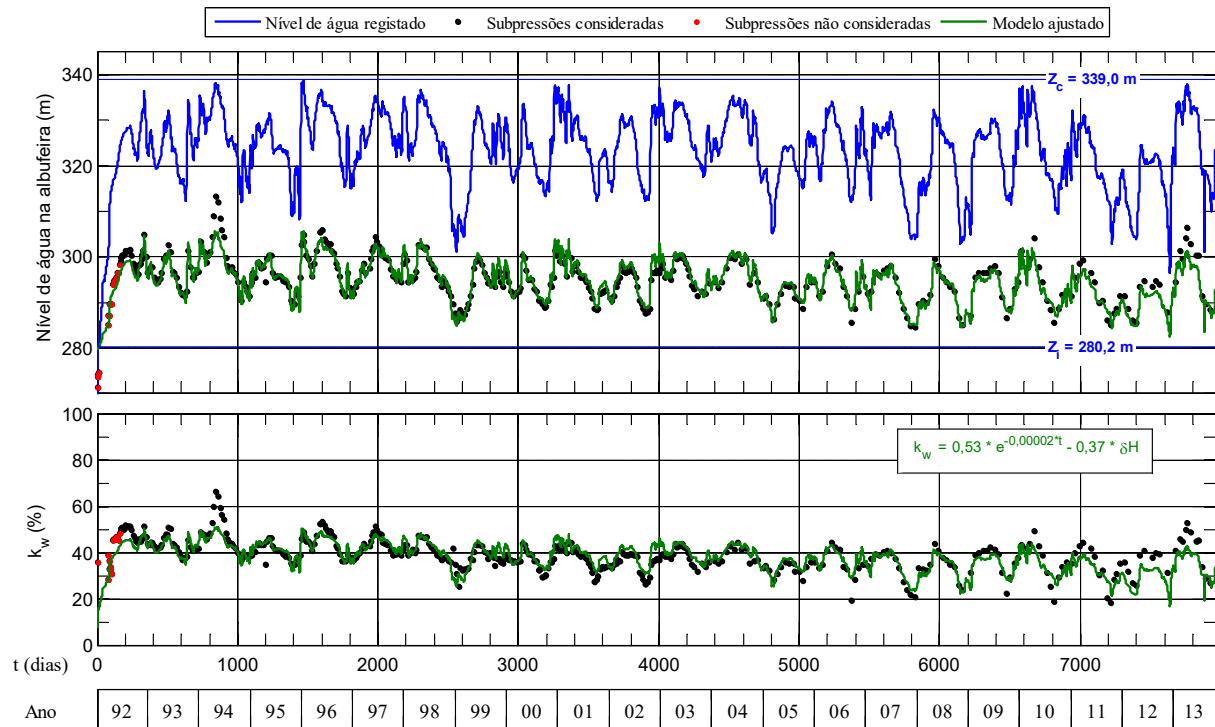


Figura 3. Ajuste do modelo proposto aos valores de k_w obtidos a partir das pressões registadas no piezómetro “P5/6” da barragem do Alto Lindoso.

Em cerca de 15% dos casos analisados (22 em 150), a pressão sob a linha dos drenos está permanentemente abaixo da cota da inserção, ou seja, $k_w=0$.

4. QUANTIFICAÇÃO DA INCERTEZA DOS PARÂMETROS DO MODELO

4.1. Aspetos gerais

O estudo das características da fundação de barragens de betão inclui, em geral, a classificação do tipo de maciço rochoso. Entende-se que esta informação pode ser considerada para reduzir a incerteza do modelo proposto, uma vez que se espera que materiais diferentes tenham propriedades diferentes.

Os maciços que se apresentem muito fraturados aproximam-se de meios contínuos, ao contrário dos maciços pouco fraturados, que devem ser tratados como meios descontínuos. Por esta razão, espera-se que, em média, as subpressões sejam mais baixas em maciços pouco fraturados, mas que, por outro lado, as subpressões mais elevadas possam ocorrer com maior frequência neste tipo de maciços.

Dividiu-se a amostra de k_{w0} , parâmetro que representa o valor inicial de k_w , em dois grupos, correspondentes a barragens fundadas em maciços pouco fraturados (P), com 51 observações, e muito fraturados (M), com 77 observações. As barragens cujo maciço de fundação é do tipo granítico, bem como a barragem de Castelo do Bode, foram agrupadas no grupo dos maciços pouco fraturados. As barragens cujo maciço de fundação é do tipo xistoso, grauváquico e quartzítico, bem como as barragens do Cabril, Pedrógão e Varosa, que são fundadas em maciços graníticos, foram agrupadas no grupo dos maciços muito fraturados.

Aproximaram-se distribuições de probabilidade às 128 amostras (não contabilizando os casos em que $k_w=0$) dos parâmetros do modelo pelo método da máxima verossimilhança (MMV), no qual os estimadores dos parâmetros das distribuições são aqueles que melhor ajustam as amostras observadas. No entanto, devido à incerteza estatística, os parâmetros das distribuições são na realidade incertos e devem ser considerados como variáveis aleatórias [10]. Para os parâmetros das distribuições que são necessariamente positivos considerou-se a distribuição log-normal, ao passo que para os restantes considerou-se a distribuição normal.

4.2. Quantificação da incerteza do parâmetro k_{w0}

O parâmetro k_{w0} , por representar o valor inicial de k_w , pode apenas variar entre 0 e 1. Neste caso, considerou-se que este parâmetro do modelo segue uma distribuição beta ($B(\alpha>0, \beta>0)$). Na Fig. 4 mostra-se o ajuste obtido, separando os grupos P e M.

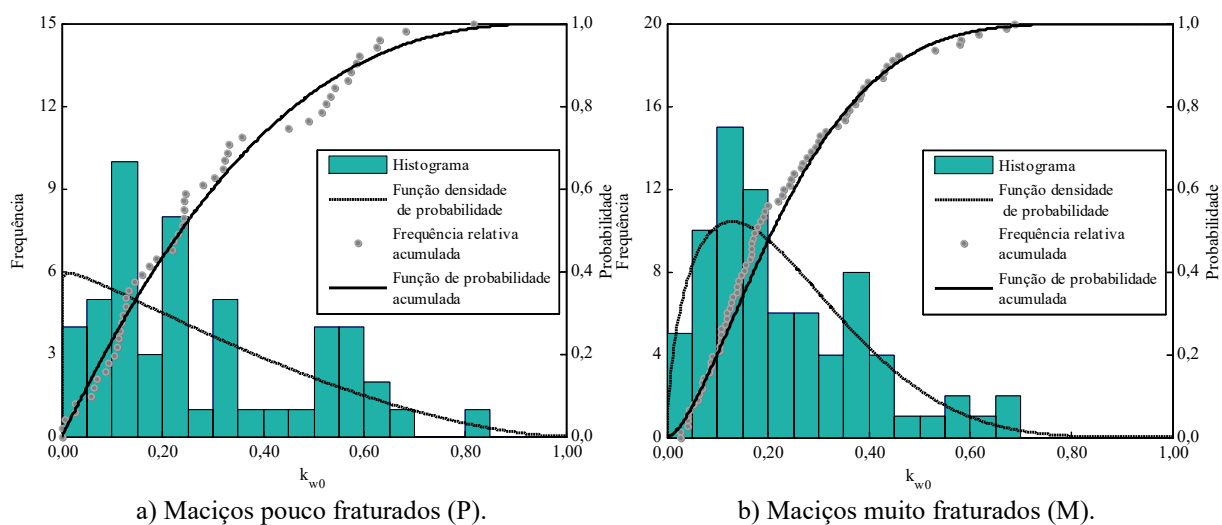


Figura 4. Histograma e distribuição beta ajustada aos valores de k_{w0} .

Por serem necessariamente positivos, ajustou-se uma distribuição log-normal aos parâmetros α e β da distribuição probabilística de k_{w0} , associados a diferentes intervalos de confiança. No Quadro 2 resumem-se os parâmetros da distribuição log-normal.

Quadro 2. Parâmetros da definição probabilística de k_{w0} .

Tipo de maciço rochoso	Estimador dos parâmetros α e β	Distribuição probabilística dos parâmetros α e β
P	$\hat{\alpha} = 1,63$ $\hat{\beta} = 5,27$	$\alpha \sim \text{LN}(\mu = 0,490, \sigma = 0,189)$ $\beta \sim \text{LN}(\mu = 1,663, \sigma = 0,175)$
M	$\hat{\alpha} = 1,03$ $\hat{\beta} = 2,63$	$\alpha \sim \text{LN}(\mu = 0,025, \sigma = 0,155)$ $\beta \sim \text{LN}(\mu = 0,969, \sigma = 0,208)$

Como esperado, observou-se que a incerteza de k_{w0} é maior em maciços pouco fraturados que em maciços muito fraturados.

4.3. Quantificação da incerteza do parâmetro p

O parâmetro p caracteriza a evolução exponencial de k_w no tempo. Observaram-se tanto valores positivos como negativos deste parâmetro, representando tendências crescente e decrescente, respetivamente, que estão relacionadas com alterações provocadas no maciço rochoso pela percolação da água. Considera-se que este parâmetro segue uma distribuição normal ($N(\mu_p, \sigma_p > 0)$), hipótese que foi validada pelo teste de Kolmogorov-Smirnov. Utilizou-se o teste Z-score [25] para excluir amostras de valor extremo (*outliers*). Na Fig. 5 mostra-se o ajuste obtido.

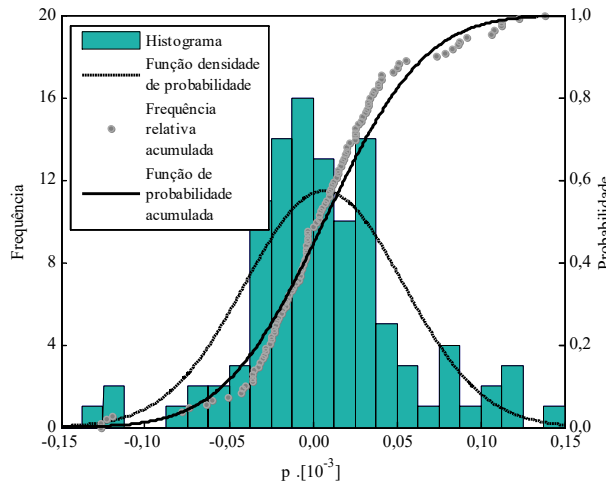


Figura 5. Histograma e distribuição normal ajustada aos valores de p.

Ajustou-se uma distribuição normal ao parâmetro da média e uma distribuição log-normal ao parâmetro do desvio-padrão da distribuição probabilística de p, associados a diferentes intervalos de confiança. No Quadro 3 resumem-se os parâmetros obtidos.

Quadro 3. Parâmetros da definição probabilística de p.

Estimador dos parâmetros μ_p e σ_p	Distribuição probabilística dos parâmetros μ_p e σ_p
$\hat{\mu}_p = 6,08 \times 10^{-6}$	$\mu_p \sim N(\mu = 6,083, \sigma = 4,562) \times 10^{-6}$
$\hat{\sigma}_p = 4,72 \times 10^{-5}$	$\sigma_p \sim \text{LN}(\mu = -9,953, \sigma = 0,068)$

4.4. Quantificação da incerteza do parâmetro m

O parâmetro m caracteriza o efeito (assumido linear) da variação das subpressões com o nível de água na albufeira, em termos relativos, no valor de k_w . Obtiveram-se tanto valores positivos como negativos deste parâmetro, indicando variações de igual sinal e sinal inverso, respetivamente. Considera-se que este parâmetro segue uma distribuição normal ($N(\mu_m, \sigma_m > 0)$), hipótese que foi validada pelo teste de Kolmogorov-Smirnov. Utilizou-se o teste Z-score [25] para excluir amostras de valor extremo (*outliers*). Na Fig. 6 mostra-se o ajuste obtido.

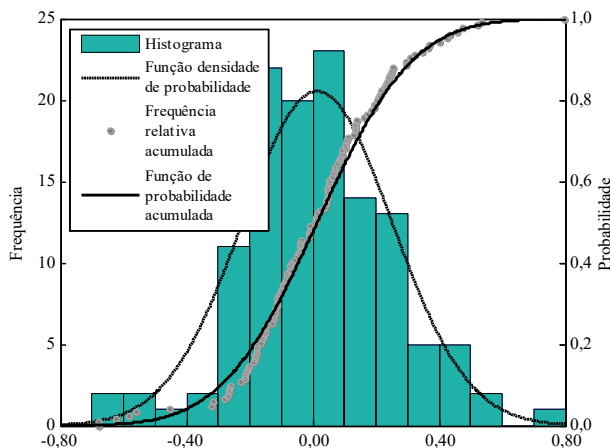


Figura 6. Histograma e distribuição normal ajustada aos valores de m.

Ajustou-se uma distribuição normal ao parâmetro da média e uma distribuição log-normal ao parâmetro do desvio-padrão da distribuição probabilística de m, associados a diferentes intervalos de confiança. No Quadro 4 resumem-se os parâmetros obtidos.

Quadro 4. Parâmetros da definição probabilística de m.

<i>Estimador dos parâmetros μ_m e σ_m</i>	<i>Distribuição probabilística dos parâmetros μ_m e σ_m</i>
$\hat{\mu}_m = 0,01$	$\mu_m \sim N(\mu = 0,014, \sigma = 0,022)$
$\hat{\sigma}_m = 0,24$	$\sigma_m \sim LN(\mu = -1,429, \sigma = 0,064)$

4.5. Quantificação da incerteza do parâmetro σ_ε

O parâmetro σ_ε representa o desvio-padrão da incerteza do modelo. As recomendações do Eurocódigo 0 [26] indicam que esta variável deve seguir uma distribuição log-normal ou do tipo Weibull. Considerou-se que este parâmetro segue uma distribuição log-normal ($LN(\mu_\sigma, \sigma_\sigma > 0)$), hipótese que foi validada pelo teste de Kolmogorov-Smirnov. Na Fig. 7 mostra-se o ajuste obtido.

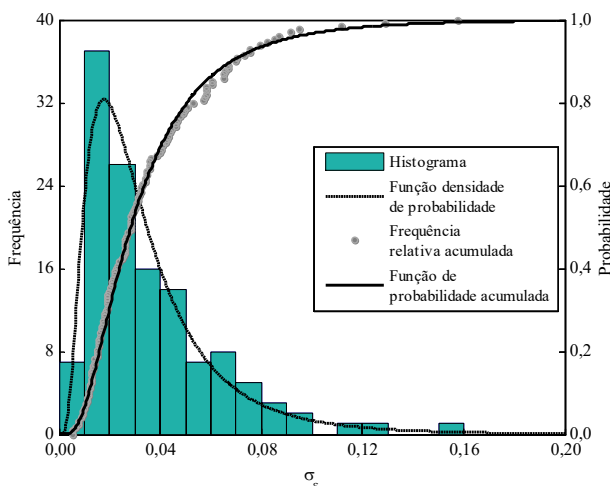


Figura 7. Histograma e distribuição log-normal ajustada aos valores de σ_ε .

Ajustou-se uma distribuição normal ao parâmetro da média e uma distribuição log-normal ao parâmetro do desvio-padrão da distribuição probabilística de σ_ε , associados a diferentes intervalos de confiança. No Quadro 5 resumem-se os parâmetros obtidos.

Quadro 5. Parâmetros da definição probabilística de σ_{mod} .

Estimador dos parâmetros μ_σ e σ_σ	Distribuição probabilística dos parâmetros μ_σ e σ_σ
$\hat{\mu}_\sigma = -3,56$	$\mu_\sigma \sim N(\mu = -3,562, \sigma = 0,061)$
$\hat{\sigma}_\sigma = 0,68$	$\sigma_\sigma \sim LN(\mu = -0,371, \sigma = 0,063)$

5. COMPARAÇÃO DAS DISTRIBUIÇÕES DE PROBABILIDADE COM OS VALORES OBSERVADOS

A monitorização das subpressões permite, em regra, a identificação atempada de uma tendência crescente das subpressões que possa conduzir à não verificação dos critérios de segurança. Considera-se que um período de 3 a 10 anos é suficiente para identificar esta tendência e realizar medidas adicionais de redução das subpressões, que podem passar pela limpeza dos drenos existentes e/ou pela construção de novos drenos, por exemplo. Deste modo, o modelo proposto deve ser utilizado para a previsão da subpressão sob a linha dos drenos num período de até 10 anos desde o início da exploração ou desde a realização de intervenções com o objetivo de reduzir as subpressões.

Considerando a informação apresentada no capítulo anterior, geraram-se amostras de k_w pelo método de Monte Carlo, considerando $t=1826,25$ dias (5 anos) e diferentes valores de δH , para os casos em que as barragens estão fundadas em maciços muito fraturados (M) ou pouco fraturados (P). Na Fig. 8 comparam-se as distribuições de probabilidade ajustadas às amostras geradas com as pressões observadas nos piezómetros aos 5 anos de idade, aproximadamente.

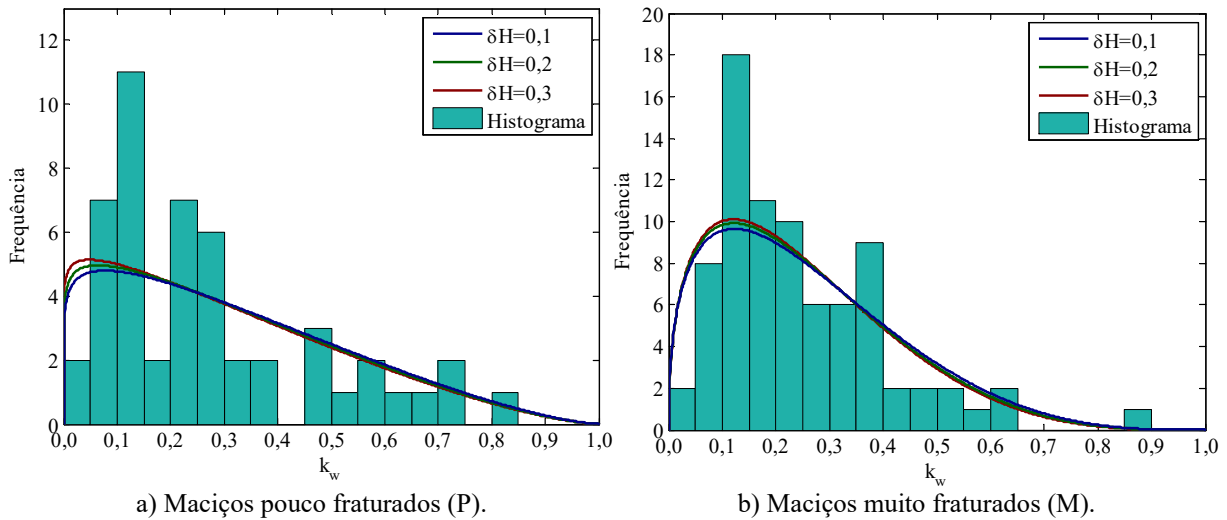


Figura 8. Comparação das distribuições de probabilidades com os registos de pressões aos 5 anos de idade.

A distribuição que resulta do modelo proposto adequa-se melhor às observações em barragens fundadas em maciços muito fraturados. Pelo contrário, no caso dos maciços pouco fraturados, o ajuste tem menor qualidade, devido ao facto de os valores observados apresentarem maior dispersão e de o tamanho da amostra ser menor. Ainda assim, a grande maioria dos valores observados pertence ao intervalo entre $k_w=0,10$ e $k_w=0,40$. Ocasionalmente, observam-se pressões muito altas, em particular em barragens fundadas em maciços pouco fraturados, tal como esperado.

6. CONCLUSÕES

As pressões geradas pela percolação de água nas discontinuidades dos maciços rochosos de fundação das barragens de betão reduzem as tensões efetivas e, por consequência, a resistência ao corte dessas discontinuidades e da interface betão-rocha. A redução destas pressões e dos caudais drenados,

conseguida através da construção dos sistemas de drenagem e impermeabilização, respetivamente, é considerada internacionalmente no projeto de barragens. Em Portugal, as Normas de Projeto de Barragens estipulam que as subpressões devem ser limitadas, sob a linha dos drenos, a um terço da pressão hidrostática no pé de montante.

Tem-se verificado, através da observação continuada das barragens portuguesas, que os valores médios das subpressões, imediatamente a jusante da linha dos drenos, são muito variáveis. Este facto deve-se à variação do potencial hidráulico (níveis de água a montante e jusante), à heterogeneidade do maciço rochoso de fundação, às propriedades das descontinuidades (comprimento e permeabilidade) e ao estado de tensão.

Consideram-se os registos das subpressões observadas em 150 piezómetros de 16 grandes barragens de betão, do tipo abóbada, gravidade e arco-gravidade, para ajustar um modelo probabilístico de quantificação das subpressões sob a linha de drenos. Pela análise da tendência dos registos analisados, propõe-se um modelo representado por uma função exponencial acrescido de uma parcela que considera a dependência, considerada linear, entre o nível de água na albufeira e as subpressões, para quantificar as subpressões sob a linha dos drenos. Este modelo foi ajustado à história dos registos através de regressão não-linear.

Em cerca de 15% dos casos analisados (22 em 150), as subpressões sob a linha dos drenos são permanentemente nulas. Os parâmetros do modelo são considerados variáveis aleatórias e as restantes 128 observações foram usadas para ajustar distribuições de probabilidade.

Por fim, compara-se a distribuição de probabilidades, obtida pelo método de Monte Carlo de acordo com o procedimento proposto considerando $t=1826,25$ dias (5 anos), com as subpressões observadas nos piezómetros aos 5 anos de idade, aproximadamente. A distribuição que resulta do modelo proposto adequa-se às observações em barragens fundadas em maciços muito fraturados. Pelo contrário, no caso dos maciços pouco fraturados, o ajuste tem menor qualidade, devido ao facto de os valores observados apresentarem maior dispersão e de o tamanho da amostra ser menor.

7. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a autorização concedida pelos donos de obra para a utilização dos registos provenientes da monitorização. Agradecem também ao LNEC o apoio recebido e à Fundação para a Ciência e Tecnologia o financiamento através da bolsa SFRH/BD/91131/2012.

REFERÊNCIAS

- [1] Jeppsson, J. (2003) Reliability-based assessment procedures for existing structures. PhD Thesis, Lund University, Sweden.
- [2] Altarejos, L. (2009) Contribución a la estimación de la probabilidade de fallo de presas de hormigón en el contexto del análisis de riesgos. PhD Thesis. Universidad Politécnica de Valencia, Spain.
- [3] Westberg, M. (2010) Reliability-based assessment of concrete dam stability. PhD Thesis, Lund University, Sweden.
- [4] Thomas, H.H. (1976) The engineering of large dams. John Wiley & Sons.
- [5] Lévy, M. (1895) Quelques considérations sur la construction des grands barrages. Académie des sciences, France.
- [6] Casagrande, A. (1961) Control of seepage through foundations and abutments of dams, *Géotechnique* Vol. 11, No. 3, pp. 161-182.
- [7] Andrade, R.M. (1981) A drenagem nas fundações das estruturas hidráulicas. Engevix SA.

- [8] Serafim, J.L. (1954) A subpressão nas barragens. LNEC.
- [9] Wang, H.F.; Anderson, M.P. (1982) Introduction to groundwater modeling: finite difference and finite element methods. Academic Press.
- [10] Erban, P.J.; Gell, K. (1988) Consideration of the interaction between dams and bedrock in a coupled mechanic-hydraulic FE-program, *Rock mechanics and rock engineering* Vol. 21, No. 2, pp. 99-117.
- [11] Silva, J.F; Gama, E.M. (2003) A three-dimensional model for seepage analysis of concrete dams foundations. In *Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering*, Ouro Preto, Brasil.
- [12] Lemos, J.V. (1987) A distinct element model for dynamic analysis of jointed rock with application to dam foundations and fault motion. PhD Thesis. University of Minnesota, USA.
- [13] Barla, G.; Bonini, M.; Cammarata, G. (2004) Stress and seepage analysis through a jointed granitic rock mass for stability assessment of a gravity dam. In *Numerical Modelling of Discrete Materials in Geotechnical Engineering, Civil Engineering and Earth Sciences*, Bochum, Germany.
- [14] Farinha, M.L.B. (2010) Hydromechanical behaviour of concrete dam foundations: in situ tests and numerical modelling. PhD Thesis. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [15] Ruggeri, G. (2004) Sliding safety of existing gravity dams. European working group of ICOLD.
- [16] NPB (1993) Normas de Projeto de Barragens. Portaria 846/93.
- [17] RSB (2007) Regulamento de Segurança de Barragens. Decreto-Lei 344/2007.
- [18] USBR (1976) Design of gravity dams. United States Bureau of Reclamation.
- [19] USACE (1995) Gravity dam design, United States Army Corps of Engineers.
- [20] NOIB (1993) Normas de Observação e Inspeção de Barragens. Portaria 847/93.
- [21] Bernstone, C.; Westberg, M.; Jeppsson, J. (2009) Structural assessment of a concrete dam based on uplift pressure monitoring. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 135, No. 1, pp. 133-142.
- [22] Altarejos, L.; Escuder, I.; Serrano, A.; Membrillera, M. (2012) Methodology for estimating the probability of failure by sliding in concrete gavity dams in context of risk analysis, *Structural Safety* No. 36-37, pp.19-13.
- [23] Mascarenhas, A. (2005) Qualidade hidráulico e deteriorações em fundações de barragens de betão. LNEC.
- [24] Faber, M.H. (2005) Risk and Safety in Civil, Surveying and Environmental Engineering. Lecture Notes, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich.
- [25] Iglewicz, B.; Hoaglin, D.C. (1993) How to detect and handle outliers. ASQC Quality Press.
- [26] CEN (2002) Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas. Instituto Português da Qualidade.