

# Avaliação da segurança de pontes existentes - análise probabilística

Luciano Jacinto

*Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, ADEC, Lisboa*

Luís Canhoto Neves

*Faculdade de Ciências e Tecnologia da UNL, DEC, Monte da Caparica*

Luís Oliveira Santos

*Laboratório Nacional de Engenharia Civil, DE, Lisboa*

RESUMO: A avaliação da segurança de pontes existentes é reconhecidamente um tema de grande actualidade. Propõem-se nesta comunicação algumas recomendações para processos de avaliação da segurança de pontes existentes. Em particular, descreve-se uma subdivisão do processo em 3 fases e ilustra-se o faseamento proposto a um caso de estudo. Descreve-se também como as metodologias Bayesianas poderão ser empregues sempre que se deseje actualizar estimativas da fiabilidade por inclusão de informação colhida da ponte em avaliação. As metodologias apresentadas são aplicadas à avaliação da segurança estrutural de uma ponte de betão armado apresentando significativa deterioração.

## 1 INTRODUÇÃO

O tema da segurança de pontes existentes tem merecido por parte da comunidade técnica e científica mundial uma atenção crescente, em parte motivada pela ocorrência de acidentes graves nessas estruturas, cujas consequências, geralmente muito graves, largamente excedem os custos de reconstrução, e, fundamentalmente, pela crescente consciencialização dos elevados custos associados à conservação de extensos parques de obras de arte.

Em geral é reconhecido que uma avaliação estrutural deve realizar-se por etapas de complexidade crescente [Brime, 2001]. Considera-se, no entanto, que não existem grandes vantagens em dividir o processo em muitas etapas, afigurando-se adequada a subdivisão em três fases, como proposto no âmbito do projecto de investigação Sustainable Bridges [Casas *et al.*, 2008].

Na presente comunicação apresenta-se uma metodologia para a avaliação estrutural de pontes existentes, que inclui três níveis de complexidade, chamando-se a atenção para alguns aspectos que se considera relevantes. Posteriormente ilustra-se a aplicação do faseamento proposto a uma ponte avaliada, salientando-se as vantagens decorrentes de uma abordagem Bayesiana. Em particular, a actualização Bayesiana é aplicada à definição do índice de corrosão das armaduras, demonstrando o impacto desta análise na verificação da segurança.

## 2 METODOLOGIA PARA UMA AVALIAÇÃO ESTRUTURAL

Uma avaliação estrutural deve iniciar-se com o estabelecimento dos objectivos da avaliação [ISO 13822, 2001]. Os objectivos resultam de forma natural dos motivos que desencadeiam a realização dessa avaliação. Na maior parte das vezes, a avaliação é realizada porque existem dúvidas sobre o estado de segurança da estrutura. Além da especificação clara dos objectivos da avaliação, é também importante fixar o período de vida residual que se pretende para a estrutura, pois isso influi directamente nos valores característicos das acções variáveis a considerar e na fiabilidade a requerer. Quanto maior for o período de vida residual, maior deverá ser a fiabilidade exigível. Se o período de vida residual não for especificado, deve ser considerado como idêntico à vida útil de projecto de pontes novas (50 a 100 anos).

No início de uma avaliação estrutural deve-se também efectuar uma visita ao local. Uma vez cumpridas as formalidades iniciais, o processo desenvolve-se segundo as três fases mencionadas acima, que se descrevem de seguida.

*Fase 1 - Avaliação preliminar da segurança.* Esta fase tem por finalidade a realização de verificações sumárias de segurança. Usam-se modelos numéricos simples e recorre-se à informação disponível, incluindo o projecto da ponte, registos de obra (certificados dos materiais, por exemplo) e resultados de eventuais inspecções anteriores. Nesta fase emprega-se o método dos coeficientes parciais de segurança, usando os coeficientes preconizados na regulamentação em vigor no momento da avaliação. Trata-se de uma fase muito importante, não só por fornecer uma primeira indicação do estado de segurança da ponte, mas também por permitir identificar os pontos críticos da estrutura, que serão objecto de análises mais refinadas nas fases subsequentes. Se as dúvidas iniciais forem dissipadas, o processo termina. No caso contrário, passa-se à fase seguinte.

*Fase 2 - Avaliação de nível intermédio.* Esta fase caracteriza-se pelo recurso a modelos estruturais mais avançados, procurando-se modelar de forma detalhada os aspectos relevantes do comportamento da estrutura. Poderão efectuar-se análises não lineares com redistribuição parcial ou total de esforços, que permitirão tirar partido de eventuais reservas de segurança (se a estrutura for hiperstática). Ainda nesta fase poderão ser realizados um conjunto de ensaios julgados oportunos, cujos resultados deverão então ser usados, nomeadamente na quantificação dos esforços resistentes. No entanto, os critérios de segurança continuarão a basear-se no método dos coeficientes parciais de segurança. Se os critérios de segurança, baseados nesse método simplificado, não forem ainda cumpridos, deve passar-se à fase 3, que explora métodos mais avançados de avaliação da segurança. Uma excepção seria se o problema de segurança pudesse ser resolvido com medidas simples, o que normalmente não acontece. De facto, as soluções de reforço (ou aumento da segurança) são em geral muito dispendiosas [Vrouwenvelder, 2010].

*Fase 3 - Avaliação probabilística da segurança.* Esta fase caracteriza-se pelo emprego de métodos probabilísticos de verificação da segurança, que permitirão modelar de forma consistente as incertezas específicas do problema e, conseqüentemente, avaliar a fiabilidade da estrutura de forma mais realista. No entanto, considerando que os problemas de fiabilidade são em geral muito sensíveis às caudas das distribuições, os modelos probabilísticos adoptados deverão ser convenientemente justificados. Dois modelos aparentemente idênticos poderão conduzir a probabilidades de rotura bastante diferentes, bastando que as caudas tenham peso ligeiramente diferente. Em geral é possível obter de bibliografia especializada, recomendações para os modelos probabilísticos das principais variáveis do problema [JCSS, 2001, Wisniewski, 2007]. Chama-se a atenção para a importância de sempre realizar uma análise de sensibilidade em paralelo com a

análise probabilística. Se o problema for muito sensível a algumas variáveis deve-se analisar as razões para essa sensibilidade [Ditlevsen & Madsen, 2005]. Além disso, caso se pretenda reavaliar a segurança da ponte, a análise de sensibilidade constitui um guia valioso na selecção de variáveis que deverão ser objecto de uma melhor caracterização. As variáveis com maior coeficiente de sensibilidade têm um potencial superior de produzir uma actualização substancial da fiabilidade. Nos casos em que for decidido colher dados adicionais com o objectivo de actualizar a estimativa da fiabilidade da ponte, recomenda-se o uso de uma abordagem Bayesiana, não só porque esta não ignora a informação anterior à recolha da nova informação, mas também porque dá a garantia de que a incerteza estatística associada à dimensão finita das amostras colhidas é devidamente considerada.

### 3 CASO DE ESTUDO

A ponte objecto de estudo (Figura 1) encontra-se actualmente num estado muito avançado de degradação. O dono de obra considerou a solução de substituição da ponte mais adequada que a solução de reparação, tendo a sua substituição sido prevista em aproximadamente um ano a partir da data da realização do presente estudo. O período de vida residual foi então fixado em cerca de um ano. Uma vez que os níveis de degradação atingem proporções significativas principalmente no tabuleiro, estabeleceu-se como objectivo avaliar a segurança da superestrutura (sua capacidade de carga) e assim determinar se seria necessário impor alguma restrição ao tráfego até à substituição da ponte, ou mesmo se seria aconselhável proceder ao encerramento da estrutura.



Figura 1. Vista de Sul para Norte da ponte objecto de estudo e vista inferior de uma das vigas do tabuleiro.

O objectivo da avaliação ficou então definido, assim como o período de vida residual da ponte. Como se disse, conhecer este período é importante para efeitos da especificação dos níveis de fiabilidade requerida para a ponte. Actualmente, a única recomendação oficial europeia quanto a níveis de fiabilidade é a que consta na Norma NP EN 1990 [2009], que recomenda um índice de fiabilidade para estados limites últimos de 3.8, para um período de 50 anos. Uma vez que este é um período razoável para a vida útil de projecto de uma estrutura, o índice de fiabilidade requerida para a ponte para um período de um ano foi fixado em 3.8.

Estabelecida a fiabilidade pretendida, passou-se à fase 1.

### 3.1 Fase 1 - Avaliação preliminar da segurança

Nesta fase procedeu-se à verificação preliminar da segurança em harmonia com os critérios preconizados na regulamentação portuguesa em vigor no momento da avaliação [RSA, 1983]. Em particular e para efeito de quantificação das sobrecargas rodoviárias, a ponte foi classificada como pertencendo à classe II, dado que se insere num itinerário secundário, caracterizado por tráfego maioritariamente ligeiro.

Esta primeira fase permitiu concluir que a ponte não satisfaz a segurança, tendo sido classificada como insegura. Concluiu-se ainda que o estado limite crítico (por lhe corresponder à margem de segurança mais baixa) é a rotura por flexão na secção de meio vão do tramo central (Figura 2). Esta secção dispõe de duas camadas de armadura, tendo-se admitido nesta fase que a primeira camada apresentava uma perda de secção de 50%. Concluiu-se também que as secções de apoio possuem uma boa reserva de segurança.

A segurança ao esforço transversal encontra-se satisfeita com uma boa margem de segurança.

Uma vez que as dúvidas iniciais quanto à segurança da ponte não foram dissipadas, passou-se à fase seguinte, onde se decidiu explorar a reserva de segurança existente nos apoios.



Figura 2. Secção crítica identificada na avaliação preliminar da segurança.

### 3.2 Fase 2 - Avaliação da segurança de nível intermédio

Nesta fase procedeu-se a uma análise plástica do tabuleiro recorrendo aos teoremas da análise limite (teorema estático e teorema cinemático). O mecanismo com menor carga de colapso correspondeu à queda do tramo central (Figura 3). Para esse mecanismo, obteve-se um factor de colapso  $\lambda$  (factor a aplicar ao peso de um veículo posicionado a meio vão do tramo central, devidamente majorado) igual a 1.20, que por ser superior à unidade permitiu concluir que a segurança contra o colapso se encontra satisfeita.

Verificou-se assim que a reserva de segurança existente nos apoios permitiu classificar a estrutura como segura, do ponto de vista do colapso. Ficaram assim evidentes os benefícios de uma análise plástica. A análise plástica é relativamente simples de aplicar, por se basear apenas em equações de equilíbrio. No entanto, é preciso verificar que as secções onde se formam rótulas plásticas têm capacidade de rotação suficiente (o que pode ser feito por consulta dos diagramas momento-curvatura) e que no momento do colapso não ocorrem outros modos de ruína, como a rotura por esforço transversal ou a perda generalizada de aderência.

O processo poderia ter terminado por aqui, uma vez que se concluiu que a segurança contra o colapso da ponte está assegurada no curto prazo. No entanto, uma vez que se pretendeu estudar as potencialidades dos métodos probabilísticos, passou-se à fase 3.

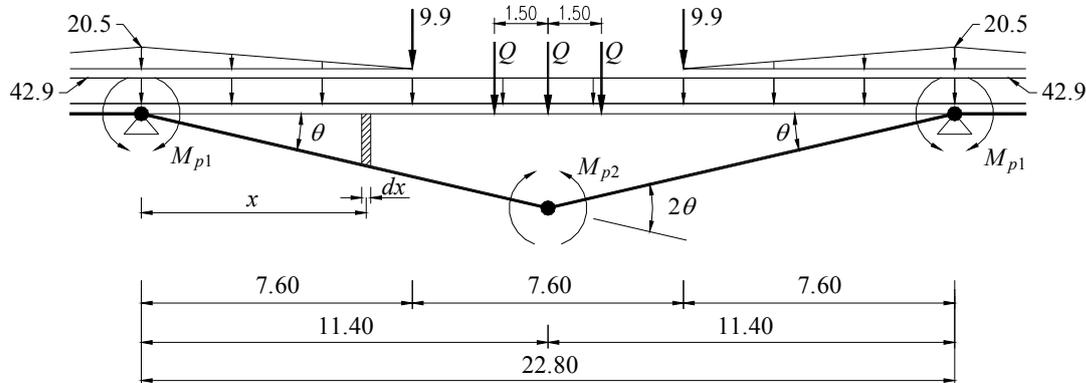


Figura 3. Mecanismo correspondente ao colapso do tramo central.

### 3.3 Fase 3 - Avaliação probabilística da segurança

A grande vantagem das metodologias probabilísticas é a sua capacidade em modelar de forma explícita as incertezas do problema em mãos, que são específicas desse problema. Os coeficientes de segurança não têm essa capacidade, a menos que fossem especificamente calibrados para a estrutura em avaliação, o que acabaria por exigir numa análise probabilística. Além disso, a análise probabilística permite ter uma noção do risco de ocorrência de danos graves, algo que também não é possível com o método dos coeficientes de segurança.

A análise efectuada consistiu em avaliar a probabilidade do evento  $\{M_E > M_R\}$ , onde  $M_E$  denota o momento actuante na secção crítica (meio vão do tramo central) e  $M_R$  o momento resistente da mesma. Observe-se que a probabilidade procurada, que denotaremos por  $p_f$ , pode ser expressa por  $p_f = P(M_E > M_R) = P(M_R - M_E < 0)$ . A expressão  $Z = M_R - M_E$  define a chamada função estado limite e a variável  $Z$  designa-se por margem de segurança. O problema consiste assim em avaliar a probabilidade da margem de segurança ser negativa, isto é, avaliar a probabilidade  $p_f = P(Z < 0)$ .

O momento actuante  $M_E$  resulta das três acções relevantes para o presente caso: Peso próprio de elementos estruturais (PP); Restante Carga Permanente (RCP) e Sobrecarga Rodoviária (RCP). Tem-se pois:

$$M_E = M_{PP} + M_{RCP} + M_{SC}, \quad (1)$$

em que os momentos  $M_{PP}$ ,  $M_{RCP}$  e  $M_{SC}$  foram modelados como variáveis aleatórias. Estes momentos foram avaliados recorrendo a um modelo elástico linear e o momento resistente  $M_R$  foi avaliado adoptando o método do diagrama rectangular.

Para ter em conta a incerteza nesses modelos (modelo estrutural e modelo de resistência), os momentos  $M_E$  e  $M_R$  foram multiplicados por duas variáveis,  $\theta_E$  e  $\theta_R$ , com distribuição Lognormal [JCSS, 2001]. A função estado limite assume então a forma:

$$Z = \theta_R M_R - \theta_E M_E, \quad (2)$$

A probabilidade  $p_f = P(Z < 0)$  foi estimada para um período de um ano, por ser este o prazo previsto para a substituição da ponte. Assim, relativamente à sobrecarga rodoviária, que é a única acção variável do problema, interessou a distribuição dos máximos anuais. O Quadro 1 mostra os diferentes modelos probabilísticos adoptados para cada uma das variáveis básicas do problema.

Quadro 1. Variáveis básicas do problema em estudo e respectivos modelos probabilísticos.

Variável		Un.	Distribuição	Parâmetros		Obs
Designação	Abrev.			$\mu$	$\sigma$	
Momento devido ao PP	$M_{PP}$	KNm	Normal	$\mu = 608.2$	$\sigma = 30.4$	
Momento devido à RCP	$M_{RCP}$	KNm	Normal	$\mu = 108.4$	$\sigma = 10.8$	
Peso transmitido por uma roda do VT	$Q_1$	KNm	Gumbel	$u = 38.0$	$a = 0.56$	(1)
Resistência do betão	$f_c$	KN/m <sup>2</sup>	Lognormal	$a = 10.81$	$b = 0.25$	
Resistência do aço	$f_{s0.2}$	KN/m <sup>2</sup>	Normal	$\mu = 460e3$	$\sigma = 30e3$	
Índice de corrosão	$i_c$	-	Beta	$\alpha = 1.75$	$\beta = 1.75$	
Cota da 1.ª camada de armadura	$c_1$	m	Uniforme	$a = 0.04$	$b = 0.06$	
Cota da 2.ª camada de armadura	$c_2$	m	Uniforme	$a = 0.09$	$b = 0.06$	
Incerteza do modelo estrutural	$\square_E$	-	Lognormal	$\mu = 1.0$	$V = 0.05$	(2)
Incerteza do modelo de resistência	$\square_R$	-	Lognormal	$\mu = 1.0$	$V = 0.05$	(2)

(1) Distribuição de máximos anuais.

(2) A média e coeficiente de variação apresentados referem-se à própria variável e não à variável Normal subjacente.

Por falta de espaço, não se apresenta a justificação para os modelos probabilísticos adoptados, no entanto, dão-se algumas indicações relativamente à variável  $X = i_c$ , referenciada no Quadro 1 como índice de corrosão, que mostrou ser uma variável importante do problema. Esta variável foi usada com o objectivo de caracterizar o estado de perda de secção das armaduras na secção crítica, estado este naturalmente desconhecido. O índice de corrosão foi definido pela expressão  $i_c = A_{res} / A_{sã}$ , onde  $A_{res}$  denota a área residual das armaduras e  $A_{sã}$  a área das armaduras sem perda de secção (armaduras sãs). O índice de corrosão  $i_c$  está pois compreendido entre 0 e 1, onde 0 representa perda total e 1 representa secção intacta, isto é, sem corrosão. Tratando-se de uma variável com limites bem definidos (neste caso 0 e 1), julgou-se apropriado atribuir-lhe uma distribuição Beta, dada por:

$$f_X(x | \alpha, \beta) = c \cdot x^{\alpha-1} (1-x)^{\beta-1}, \quad (3)$$

Além disso, tratando-se de uma variável muito importante do problema, decidiu-se modelar a respectiva distribuição de probabilidade de um ponto de vista Bayesiano, o que equivale a modelar os próprios parâmetros do modelo,  $\alpha$  e  $\beta$ , como variáveis aleatórias [Paulino *et al.*, 2003; Bernardo & Smith, 1996]. Designando por  $f(\alpha, \beta)$  a distribuição conjunta do vector  $(\alpha, \beta)$ , o modelo (3) assume a forma de um modelo preditivo, dado por:

$$f_X(x) = \int_0^\infty \int_0^\infty f_X(x | \alpha, \beta) \cdot f(\alpha, \beta) d\alpha d\beta \quad (4)$$

A distribuição dos parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  é susceptível de ser actualizada a partir do momento em que se dispõe de uma amostra  $i_c = \{x_1, \dots, x_n\}$  de índices de corrosão. Com efeito, de acordo com o teorema de Bayes, a distribuição *a posteriori*, isto é, após a observação da amostra acima, dos parâmetros é dada por:

$$f(\alpha, \beta | i_c) = L(\alpha, \beta | i_c) \cdot f(\alpha, \beta), \quad (5)$$

onde  $f(\alpha, \beta)$  representa a distribuição *a priori* e  $L(\alpha, \beta | i_c)$  representa a função verosimilhança da amostra  $i_c = \{x_1, \dots, x_n\}$ , dada por:

$$L(\alpha, \beta | i_c) = \prod_{i=1}^n f_X(x_i | \alpha, \beta), \quad (6)$$

Uma vez que nesta fase pouco se sabia a respeito dos parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$ , admitiu-se para ambos uma distribuição uniforme no intervalo  $[1, 8]$ . Esta hipótese conduziu ao histograma preditivo que se representa na Figura 4, que se obteve usando as Equações (4) e (5) e o método de Monte Carlo (MC). Observe-se que a média do índice de corrosão é de 0.50, o que está em harmonia com a análise preliminar da segurança feita anteriormente.

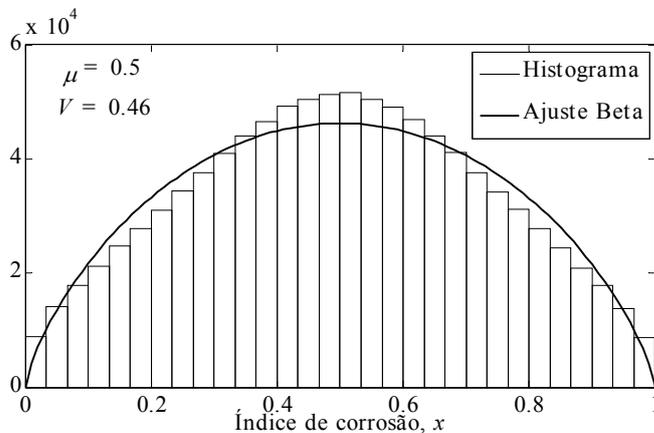


Figura 4. Histograma preditivo a priori do índice de corrosão  $X = i_c$ .

O problema de fiabilidade descrito acima foi analisado quer pelo método de Monte Carlo (MC) quer pelo método FORM, tendo-se obtido  $\beta = 3.04$  com o primeiro método e  $\beta = 2.96$  com o segundo, a que corresponde uma diferença de 2.6%. Uma vez que o método FORM é um método aproximado, considerou-se a primeira estimativa ( $\beta = 3.04$ ) como sendo correcta. Verifica-se assim que a fiabilidade estimada é inferior à fiabilidade requerida ( $\beta = 3.8$ ).

Fez-se ainda uma análise de sensibilidade do problema, tendo-se determinado os coeficientes de sensibilidade FORM, que se encontram representados na Figura 5 sob a forma de um diagrama circular. O coeficiente de sensibilidade constitui uma medida da influência que cada variável básica teve na fiabilidade estimada ( $\beta = 3.04$ ). Conforme se observa, a variável  $X = i_c$  é a variável com maior coeficiente de sensibilidade, seguindo-se-lhe a resistência do aço  $f_{s0.2}$  e as variáveis  $\theta_E$  e  $\theta_R$  que caracterizam, respectivamente, as incertezas no modelo estrutural e modelo de resistência.

O facto de se ter obtido um coeficiente de sensibilidade relativamente elevado para  $i_c$  mostra que a fiabilidade estimada 3.04 foi condicionada em boa parte por essa variável. Em parte, isso deveu-se ao facto de existir considerável incerteza nesta variável, como se observa no coeficiente de variação relativamente elevado,  $V = 0.46$  (Figura 4). Isto significa que há toda a vantagem de caracterizar melhor esta variável, com o objectivo de reduzir essa incerteza.

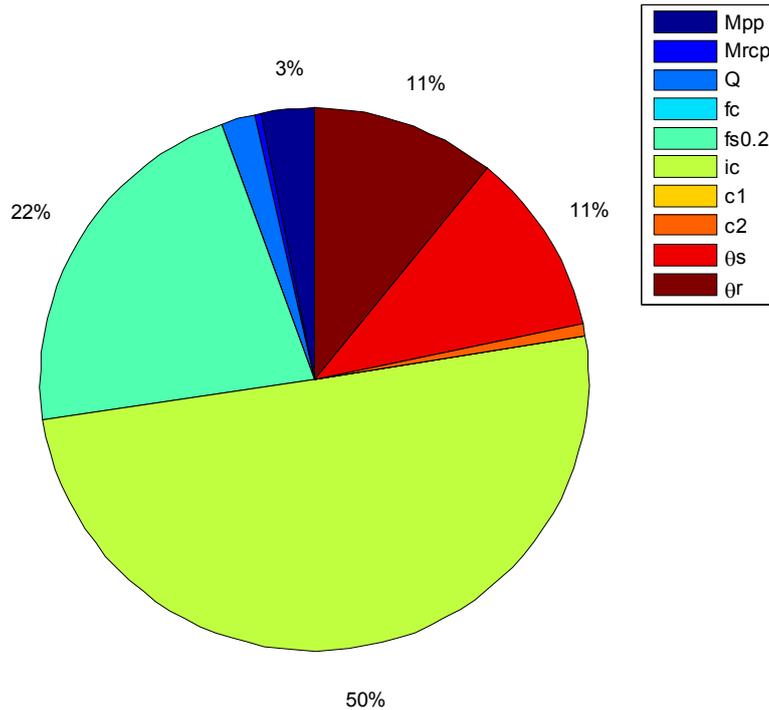
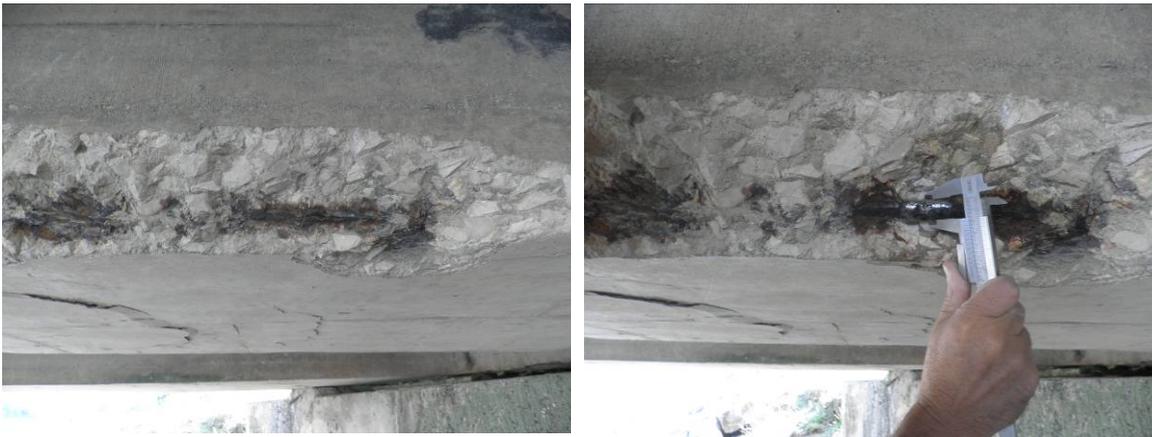


Figura 5. Coeficientes de sensibilidade FORM (valores de  $\alpha^2$ ).

Assim, com o objectivo de melhor caracterizar o estado de perda de secção das armaduras na secção em apreço (meio vão do tramo central), procedeu-se a uma campanha de medição de diâmetros de armaduras, que se descreve de seguida. Por dificuldade de acesso à secção de meio vão e ainda pela conveniência em não introduzir danos nesta secção (por ser a secção crítica), seleccionaram-se 4 locais junto ao encontro SUL, cujo estado foi considerado representativo do estado da zona de interesse, o que permitiu obter a amostra  $i_c = \{0.99, 0.99, 0.46, 0.52\}$ . A título de exemplo, a Figura 6 mostra a medição do diâmetro num desses locais.



Aspecto do varão antes da passagem com escova de aço e rebarbadora

Medição do diâmetro com auxílio de um paquímetro.

Figura 6. Medição do diâmetro residual de armaduras num dos locais seleccionados.

A Figura 7 mostra o histograma preditivo *a posteriori* do índice de corrosão que se obteve empregando a formulação Bayesiana. A fim de facilitar a comparação com o



classificação da ponte como suficientemente segura, os fundos poupados com trabalhos de reforço poderão ser empregues de forma mais eficiente em trabalhos de manutenção.

O caso de estudo apresentado evidenciou também as potencialidades das metodologias Bayesianas no âmbito das avaliações estruturais. Estas metodologias oferecem um mecanismo que permite combinar informação colhida da ponte em avaliação com informação anterior a essa colheita. A informação anterior não é, por conseguinte, ignorada. Além disso, o modelo dá-nos a garantia que a incerteza estatística (que resulta da dimensão limitada das amostras colhidas da ponte) é tida devidamente em conta.

## AGRADECIMENTOS

O primeiro autor agradece o apoio que tem recebido por parte do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, o acolhimento e estímulo por parte Laboratório Nacional de Engenharia Civil, e ainda o financiamento parcial por parte da Fundação para a Ciência e Tecnologia, através da bolsa SFRH/BD/45022/2008.

## 5 REFERÊNCIAS

- Bernardo, J. M. & Smith, A. F. M. 1994. *Bayesian Theory*. John Wiley & Sons.
- BRIME. 2001. D14: Final Report. Bridge Management in Europe. IV Frame-Work program, Brussels, <http://www.trl.co.uk/brime/index.htm>.
- Casas, J.R., Wisniewski, D. & Sloth, M. 2008. *Upgrading existing railway bridges in Europe for higher speeds and loads — assessment procedures and requirements*. Proc. of the 17th Congress of IABSE, "Creating and Renewing Urban Structures, Chicago.
- Ditlevsen, O. & Madsen, H.O. 2005. *Structural Reliability Methods*. Internet edition 2.2.5. <http://www.mek.dtu.dk/staff/od/books.htm>.
- Enevoldsen, I. 2009. *Practical Implementation of Probability Based Assessment Methods for Bridges*. Actas do 1.º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes, Lisboa. Cruz, P., Mendonça, T., Neves, L., Santos, L. (eds.).
- ISO 13822. 2001. *Bases for design of structures — Assessment of existing structures*. International Organization for Standardization, Genève.
- JCSS. 2001. *Probabilistic Model Code*. Joint Committee on Structural Safety, <http://www.jcss.ethz.ch>, 12-th draft.
- NP EN 1990. 2009. *Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas*. IPQ, Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- Paulino, C.D., Turkman, M.A. & Murteira, B. 2003. *Estatística Bayesiana*. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa.
- RSA (1983). *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Decreto-Lei n.º 235/83 de 31 de Maio. Imprensa Nacional – Casa da Moeda, Lisboa.
- Vrouwenvelder, T. 2010. Assessment criteria for existing structures. *Structural Engineering International*, **17**,62-65.
- Wisniewski, D. 2007. *Safety Formats for the Assessment of Concrete Bridges*, Ph.D. Thesis. Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Azurém, Guimarães.