

Métodos de Avaliação da Segurança de Pontes Existentes

Methods for the safety evaluation of existent bridges

Paulo Cruz

Prof. Associado com Agregação

ISISE, Universidade do Minho

Departamento de Eng. Civil

Guimarães

Dawid Wiśniewski

Eng. de Pontes, MSc., PhD

COWI A/S

Kongens Lyngby, Dinamarca

(antes Universidade do Minho)

Joan Ramon Casas

Prof. Catedrático

Universitat Politècnica de Catalunya

Barcelona, Espanha

RESUMO

O presente trabalho pretende descrever, de uma forma acessível, os métodos de análise de fiabilidade e a metodologia de verificação da segurança por etapas, que podem ser úteis na avaliação da segurança de pontes existentes. A metodologia apresentada sugere o recurso a uma análise mais avançada sempre que a ponte não cumpra os requisitos estabelecidos no nível de avaliação anterior, culminando no método de avaliação que combina a análise não-linear com a análise probabilística.

ABSTRACT

The present work aims to describe, in an accessible way, the methods of reliability analysis and the step-level assessment methodology, which might be useful in the safety evaluation of existent bridges. The presented methodology suggest to use a more advanced analysis when the bridge doesn't fulfill the requirements established in the previous safety evaluation level, culminating in the method of evaluation that combines the non-linear and probabilistic analysis.

1. INTRODUÇÃO

As pontes constituem uma proporção significativa da rede viária. Com a expansão das estradas e dos caminhos-de-ferro, verificada nos últimos dois séculos, o número de pontes aumentou drasticamente. Hoje em dia, algumas das pontes existentes têm mais de um século de idade e, inclusivamente, algumas pontes de alvenaria remontam, mesmo, à época do império Romano.

Muitas destas pontes sofreram uma deterioração assinalável e evidenciam as mais variadas anomalias. A segurança e a funcionalidade dessas pontes têm que ser asseguradas por inspeções regulares, e por avaliações de segurança seguidas, muitas vezes, por acções de conservação e reforço.

Na ausência de documentação adequada para a inspeção e avaliação da segurança de pontes existentes, resta aferir a segurança estrutural utilizando regulamentos dedicados ao dimensionamento de estruturas novas. Infelizmente, tal metodologia pode ser imprópria e demasiado conservadora para algumas estruturas. Em alguns casos pode provocar a desnecessária substituição

ou reforço duma estrutura existente segura, provocando investimentos desnecessários e perturbando o tráfego com todos os custos que daí advêm.

Geralmente, os regulamentos para o projecto de estruturas novas apresentam margens de segurança superiores às que, normalmente, se consideram razoáveis para a avaliação de estruturas existentes. Isto deve-se ao facto de o nível de conhecimento das estruturas existentes e as condições de tráfego real nestas estruturas poderem ser determinados com uma menor incerteza. Numa ponte existente os parâmetros que descrevem a resistência e as cargas actuantes podem ser observados e/ou medidos. Assim os coeficientes parciais de segurança podem ser reduzidos, mantendo o mesmo nível de segurança estrutural. O conhecimento do comportamento estrutural pode ser, também, melhorado através de investigações adicionais (provas de carga, ensaios de resistência dos materiais, etc.), o que pode justificar a redução adicional nos coeficientes parciais de segurança. Estes coeficientes parciais de segurança têm em conta a variabilidade de comportamento estrutural e a variabilidade do carregamento.

Quadro I – Esquema geral dos 5 níveis de avaliação de segurança (BRIME, COST345)

Nível	Modelo de Resistência e Modelo de Carga	Métodos de Análise	Métodos de Avaliação
1	Modelo de carga e de resistência como definido no regulamento. Propriedades dos materiais baseadas nas informações de projecto e no regulamento.	Análise básica. Comportamento linear elástico.	Análise determinística. Coeficientes parciais de segurança tal como no regulamento.
2			
3	As propriedades dos materiais e os modelos de carga determinísticos podem ser definidos com base nos resultados dos ensaios e observações.	Análise refinada. Podem ser usados métodos de análise não lineares ou plásticos assegurando que o nível de ductilidade é suficiente.	Análise determinística. Coeficientes de segurança ajustados.
4			
5	Modelos totalmente probabilísticos definidos com base nos resultados dos ensaios e no conhecimento prévio.		Análise probabilística.

A maioria dos formatos de avaliação da segurança de pontes está baseada em modelos de análise linear elástica e na avaliação determinística da segurança de um elemento da estrutura. No entanto, uma ponte consiste num sistema de elementos interligados, em que a rotura de um elemento não causa, necessariamente, o colapso da estrutura. Assim, a fiabilidade de um elemento pode não ser representativa da fiabilidade de toda a ponte. Além disso, a maioria das variáveis que descrevem a geometria da estrutura, as propriedades mecânicas dos materiais e as cargas aplicadas não é determinística e os valores característicos ou de cálculo, normalmente usados no processo de avaliação da segurança, nem sempre reflectem correctamente a variabilidade real destes parâmetros. Por outro lado, os modelos de carga de tráfego utilizados na avaliação da segurança são iguais aos usados para o projecto de estruturas novas. Os modelos regulamentares de cargas de tráfego são intencionalmente muito conservativos, para que sejam válidos para uma vasta gama de pontes e para diversas condições de carregamento. Acresce ainda que, como o custo de aumentar a segurança de uma ponte nova é relativamente baixo, nesse caso justifica-se, plenamente, utilizar margens de segurança superiores. Uma ferramenta que considere as propriedades estatísticas do volume e do peso do tráfego real num local específico (obtidos nas estações de pesagem dinâmica) permite representar, com mais precisão, as condições de carregamento real numa ponte e pode reduzir os custos associados às acções de conservação e de reabilitação, evitando intervenções desnecessárias ou, até mesmo, a substituição duma ponte.

Devido a todas as simplificações mencionadas, frequentes na avaliação de segurança com formatos tradicionais, algumas pontes seguras podem ser consideradas como inseguras. No dimensionamento de uma ponte nova, os benefícios de utilizar uma análise mais detalhada, utilizando o índice de segurança β , são relativamente pequenos e não justificam o acréscimo de custo no projecto. Por outro lado, na análise de pontes existentes, a estimativa das cargas “reais” e a consideração da redundância e da variabilidade “real” de todos os parâmetros importantes permitirá conseguir uma redução significativa dos custos. Por esta razão, as aplicações práticas da avaliação de segurança de pontes existentes, usando métodos probabilísticos, estão a aumentar nos últimos anos (Enevoldsen, 2001; Lauridsen, 2004; Casas, 1999; Casas, 2000).

Na realidade, como resultado de um intenso esforço de investigação (BRIME; COST345; HA, 1998; SAMARIS) é, actualmente, recomendado que o processo de avaliação recorra à aplicação de vários níveis de avaliação da segurança com complexidade crescente. Esta filosofia de verificação da segurança por etapas está, também, assumida no Guia para a Avaliação de Segurança das Pontes Ferroviárias Existentes, que está, actualmente, numa fase de preparação no âmbito do Projecto “*Sustainable Bridges - Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives*” (SB-LRA, 2007).

Este artigo tem como objectivo principal explicar, numa forma simples, todos os níveis de avaliação de segurança de pontes propostos nos trabalhos (BRIME; COST345; HA, 1998; SAMARIS; SB-LRA, 2007),

começando pelo mais simples, onde se utiliza um modelo semelhante ao formato regulamentar para o projecto de estruturas novas, até ao mais sofisticado, de análise totalmente probabilística do sistema estrutural (considerando a redistribuição de esforços entre os vários elementos e as diversas secções que compõem a estrutura).

2. NÍVEIS DE AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA

Nos relatórios de vários projectos financiados ultimamente pela Comissão Europeia, relacionados com a conservação, segurança e gestão de pontes (BRIME; COST345; HA, 1998; SAMARIS, SB-LRA, 2007) são propostos cinco níveis de avaliação da segurança, com um nível crescente de complexidade. O Nível 1 é o mais simples e o Nível 5 o mais complexo. O procedimento proposto para a avaliação da segurança de uma ponte consiste em recorrer a um nível mais avançado sempre que a ponte não cumpre os requisitos estabelecidos no nível prévio de avaliação.

Como pode ser observado no Quadro I, o método de avaliação mais simples é muito semelhante ao método que é conhecido dos regulamentos para o projecto de estruturas. As propriedades dos materiais são definidas através da classe de material, utilizando valores característicos e de cálculo. As cargas permanentes e as cargas variáveis são, também, definidas de acordo com os regulamentos para o tipo de ponte em análise. Os efeitos das cargas são calculados considerando um regime elástico-linear e a verificação de segurança de cada elemento da estrutura é efectuada considerando um comportamento plástico dos materiais. A verificação da segurança é realizada através da metodologia dos coeficientes parciais de segurança, considerando coeficientes de segurança calibrados para a avaliação da segurança de estruturas existentes. Nos casos em que não tenha sido realizado um processo de calibração e não existam coeficientes parciais para a avaliação da segurança de estruturas existentes, podem ser utilizados os coeficientes calibrados para o projecto de estruturas novas.

Os métodos intermédios utilizam informação adicional sobre os parâmetros mecânicos dos materiais

que podem ser obtidos mediante ensaios e incorporados nos modelos regulamentares através da actualização Bayesiana. Em níveis intermédios podem, ainda, ser utilizados os modelos determinísticos de cargas de tráfego, definidos especificamente para uma ponte particular, utilizando os resultados de observações e de medições do tráfego “real”. Em níveis intermédios de avaliação de segurança permite-se considerar a redistribuição parcial ou total dos esforços entre os vários elementos e as diversas secções duma estrutura. Assim, é recomendado utilizar os métodos de análise não linear, incluindo a análise plástica, assegurando, assim, a suficiente ductilidade da estrutura. Em níveis intermédios a avaliação de segurança é feita utilizando o método dos coeficientes parciais de segurança, mas com coeficientes calibrados ou ajustados aos casos particulares.

O método de avaliação mais avançado combina a análise não-linear com a análise probabilística. Todos os parâmetros mecânicos dos materiais, da geometria e das cargas, são considerados como variáveis probabilísticas, descritas por leis apropriadas de densidade de probabilidade. Os modelos probabilísticos de todas as variáveis podem descrever, com grande rigor, a real variabilidade destas variáveis numa ponte específica. Mesmo as curvas de distribuição probabilística das cargas de tráfego real que actuam numa ponte específica podem ser definidas com rigor, utilizando resultados da pesagem e do controlo do volume de tráfego, obtidos nas estações de pesagem dinâmica (*weight-in-motion*).

A análise não-linear permite considerar a redistribuição dos esforços entre os vários elementos e as diversas secções duma ponte, aproximando muito melhor o comportamento real em fases próximas da rotura do que a análise linear-elástica. Os métodos probabilísticos de avaliação de segurança permitem utilizar toda a informação sobre a variabilidade dos parâmetros mencionados e definir a segurança duma ponte em termos da probabilidade de rotura ou, o que é mais comum, em termos do índice de fiabilidade β .

Este nível de avaliação da segurança pode ser considerado como a última tentativa para evitar a reparação, reforço ou substituição de uma ponte.

Atendendo a que este nível reflecte, com muito mais precisão, o comportamento estrutural duma estrutura, muitas pontes que são declaradas como inseguras utilizando regras de avaliação de segurança propostas nos

quatro níveis prévios, podem mostrar ainda uma reserva de segurança, quando forem sujeitas a este nível de avaliação.

Quadro II - Valores requeridos do índice de fiabilidade para estruturas e pontes (Casas e Wisniewski, 2007)

	Canada (CAN, 2000)	EUA (AASHTO, 1994 e 2003)	Dinamarca (NKB, 1978; RD, 2004)	Eurocódigo (CEN, 2001)	JCSS (JCSS, 2001)	ISO (ISO, 1998 e 1999)
Dimensionamento	3.75	3.75	4.2	4.7	4.2	4.7
Avaliação de segurança	3.25	2.5	4.2	-	-	4.7

3. MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA

3.1. Métodos semi-probabilísticos para o nível de elemento estrutural

De acordo com a metodologia descrita no ponto anterior, o primeiro nível de avaliação recomendado para a avaliação de segurança das pontes existentes é o método semi-probabilístico conhecido como Método dos Coeficientes Parciais de Segurança. Este método permite verificar a segurança duma ponte ao nível dos elementos. A forma geral da equação de verificação neste método é a seguinte:

$$\phi_R R_n \geq \gamma_{S1} S_{n1} + \gamma_{S2} S_{n2} + \dots + \gamma_{Sn} S_{nn} \quad (1)$$

onde R_n é a resistência nominal (característica) da secção, S_{ni} é o valor nominal (característico) da acção “ i ” ou do efeito da acção (carga permanente, carga variável, etc.), ϕ_R é o factor de resistência (que tem em conta a incerteza de parâmetros mecânicos e geométricos que descrevem a resistência da secção e a incerteza do próprio modelo de resistência) e γ_{Si} é o coeficiente parcial de segurança da carga “ i ” (que tem em conta a incerteza na estimativa das acções e dos efeitos dessas acções – esforços internos num elemento de estrutura). Devido ao facto de que, nas pontes existentes, a incerteza relacionada com a modelação da resistência da secção e das acções é muito diferente da que se verifica nas pontes novas, os coeficientes parciais de segurança usados na avaliação deveriam ser diferentes dos usados no seu dimensionamento. Porém, devido à inexistência de coeficientes de segurança calibrados especificamente

para estruturas existentes, na avaliação podem ser aplicados, de um modo conservador, os coeficientes utilizados no dimensionamento.

3.2. Métodos probabilísticos para o nível de elemento estrutural

No caso da inexistência de coeficientes de segurança calibrados, para a resistência ou para as acções, ou no caso da ponte não satisfazer a avaliação realizada com a metodologia descrita no ponto anterior, deverá ser aplicada uma metodologia probabilística adequada para a avaliação da segurança ao nível do elemento estrutural. A forma geral da equação de verificação nos métodos probabilísticos é o seguinte:

$$\beta \geq \beta_{TARGET} \quad (2)$$

onde β é o índice de segurança definido pela seguinte expressão:

$$\beta = -\phi^{-1}(p_f) \quad (3)$$

Na equação (3) ϕ^{-1} é a inversa da função distribuição normal reduzida (com média 0 e desvio padrão 1) e p_f é a probabilidade de rotura definida como:

$$p_f = p(Z = R - S < 0) \quad (4)$$

onde, Z é a função do estado limite e R e S são, respectivamente, a resistência e a acção, generalizadas. O índice de segurança β deverá ser calculado usando um dos métodos de fiabilidade existentes, FORM, SORM, Monte Carlo, etc. (Nowak and Collins, 2000; Melchers, 1999). Este índice pode, também, ser calculado usando um método simplificado, como o Método dos Valores

Médios. A forma geral da fórmula que permite a determinação do índice de fiabilidade no caso em que as variáveis R e S tenham distribuição normal e sejam estatisticamente independentes é a seguinte:

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (5)$$

Na equação (5) \bar{R} e \bar{S} são os valores médios da resistência generalizada e da acção respectivamente, σ_R e σ_S são as desvios padrões da resistência generalizada e da acção.

O índice de segurança requerido β_{TARGET} (equação 2) deverá ser obtido a partir duma análise de custos e benefícios (Diamantidis, 2001). Em alternativa, poderá ser usado um valor baseado na regulamentação ou na bibliografia da especialidade. A título de exemplo, no Quadro II é apresentada uma síntese (Casas e Wisniewski, 2007) dos valores requeridos do índice de fiabilidade, para pontes ou estruturas da mesma importância e com as mesmas consequências (económicas e sociais) de rotura, propostas nos regulamentos de vários países (CAN, 2000; AASHTO, 1994 e 2003; NKB, 1978; RD, 2004), ou nas recomendações de organizações internacionais (CEN, 2001; JCSS, 2001; ISO, 1998 e 1999). Os valores apresentados correspondem ao período de retorno de um ano.

3.3. Métodos probabilísticos para o nível de sistema estrutural

Se a ponte falhar a avaliação probabilística ao nível do elemento estrutural, a avaliação deverá ser executada ao nível do sistema estrutural. Assim, a capacidade da ponte para redistribuir esforços entre os elementos e a redundância da mesma podem ser consideradas na análise. A redundância pode ser definida como a capacidade de um sistema estrutural para suportar as cargas após a rotura de um dos seus elementos.

A formulação geral da equação para a verificação de segurança ao nível do sistema é semelhante à da

avaliação da segurança do elemento (Equação 2). No entanto, o índice de fiabilidade β_{TARGET} tem que corresponder ao sistema estrutural em vez de ao elemento estrutural. De acordo com o recomendado no trabalho (Casas e Wisniewski, 2007), para o índice de fiabilidade β_{TARGET} do sistema deverá ser assumido um valor 0.5-1.0 maior que o correspondente ao elemento estrutural.

O índice de fiabilidade β , que corresponde ao sistema estrutural, pode ser determinado usando um dos métodos totalmente probabilísticos de avaliação, adequados para combinar com análises não-lineares por Elementos Finitos, como por exemplo o Método da Superfície de Resposta, o Método do Hipercubo Latino, entre outros (Nowak and Collins, 2000, Melchers, 1999 e Casas et al, 2007). No entanto, em aplicações práticas pode ser utilizado um dos métodos simplificados de avaliação probabilística não-linear, como por exemplo o Método de Ghosn e Moses (Ghosn e Moses, 1998) ou o Método de Sobrino e Casas (Sobrino e Casas, 1994). Os métodos mencionados são suficientemente precisos e de muito mais simples aplicação, devido ao facto de que necessitam, apenas, de uma ou duas análises não-lineares, contrastando com as dezenas ou centenas de análises requeridas pelo método do Hipercubo Latino ou da Superfície de Resposta. Como alternativa, em todos os métodos acima referidos, para uma estimativa rápida do nível de segurança de um sistema estrutural pode ser usado o Método de Valores de Fronteira (Sobrino e Casas, 1994). Este método, também conhecido como método de Sobrino e Casas, pode ser usado para a avaliação da segurança em flexão de pontes contínuas, particularmente no caso de pontes com tabuleiros em laje, de vigas e em caixão.

No Método dos Valores de Fronteira o índice de fiabilidade é estimado através da definição do valor extremo mínimo - usando a análise linear elástica, sem efectuar a redistribuição de esforços entre os diversos elementos da estrutura - e do valor extremo máximo, usando a análise plástica e a redistribuição completa de esforços internos.

Na prática, o valor mínimo do índice de fiabilidade determina-se usando a metodologia apresentada no ponto

anterior. O valor máximo calcula-se usando o método FORM, o SORM ou as simulações Monte Carlo, para uma determinada função de estado limite Z . Para as pontes contínuas, com rotura por flexão, a função de estado limite para uma secção genérica “ i ” pode ser definida da seguinte forma:

$$Z = M_R^i - \lambda^i (M_G^e + M_Q^e) \quad (6)$$

Quadro III - Modelos probabilísticos de parâmetros mecânicos, de materiais e da geometria

Variável aleatória	Símb.	Unid.	Valor caract.	Valor médio	Coefficiente de variação	Funç. de distr.
Resistência do betão à compressão	f_c	MPa	28.00	34.00	0.15	norm.
Tensão de cedência do aço	f_y	MPa	400.00	454.00	0.10	norm.
Altura da viga	hg	m	1.50	1.50	0.02	norm.
Espessura da laje	hs	m	0.40	0.40	0.07	norm.
Área da armadura	AS	m	nom.	nom.	0.02	norm.

onde M_R^i é a resistência última em flexão de secção “ i ” no vão em análise; M_G^e é o momento flector máximo devido às cargas permanentes, definido para uma viga simplesmente apoiada com comprimento igual ao do vão em análise; M_Q^e é o momento flector máximo devido às cargas variáveis, definido para uma viga simplesmente apoiada com comprimento igual ao do vão em análise; e λ^i é o coeficiente de redistribuição para secção em análise “ i ”. Assumindo a redistribuição completa de esforços internos entre as secções críticas (secções de meio vão e sobre os apoios), e assumindo que nestas secções se formaram as rótulas plásticas, o coeficiente de redistribuição pode ser definido da seguinte forma:

$$\lambda^i = \frac{M_R^i}{\frac{M_R^1 + M_R^3}{2} + M_R^2} \quad (7)$$

onde M_R^1 , M_R^3 e M_R^2 são, respectivamente, as resistências últimas em flexão das secções sobre os apoios e a meio vão do tramo em análise. M_R^i é a resistência última em flexão da secção analisada.

No caso do método de Sobrino e Casas o algoritmo para determinar o índice de fiabilidade para o sistema estrutural é idêntico ao algoritmo usado para calcular o valor máximo β , usando o Método dos Valores de Fronteira. A forma geral da função de estado limite é também semelhante (Equação 6). O coeficiente de redistribuição neste método é obtido pela seguinte equação:

$$\lambda^i = \frac{M_{nla}^i}{\frac{M_{nla}^1 + M_{nla}^3}{2} + M_{nla}^2} \quad (8)$$

Na Equação (8) M_{nla}^i , M_{nla}^1 , M_{nla}^3 e M_{nla}^2 são os momentos no estado de rotura, determinados usando a análise não-linear por elementos finitos, para a secção em análise “ i ” e para as secções sobre os apoios e a meio vão, respectivamente. Os momentos flectores M_{nla}^1 , M_{nla}^3 e M_{nla}^2 correspondem ao mesmo tramo em que está localizada a secção crítica “ i ” analisada.

A descrição mais detalhada dos algoritmos para determinação do índice de fiabilidade, usando os métodos acima descritos, pode ser encontrada nos trabalhos (Sobrino e Casas, 1994; Casas e Wisniewski, 2007).

Nos trabalhos (Ghosn e Moses, 1998; Casas e Wisniewski, 2007) é descrito o método de Ghosn e Moses, de aplicação mais universal para a avaliação da segurança de todos os tipos de pontes. Este método pode ser usado para a avaliação da fiabilidade em compressão, corte e flexão.

4. EXEMPLO DE APLICAÇÃO – PONTE FERROVIÁRIA DE BRUNNA

4.1. Descrição de estrutura

A ponte ferroviária de Brunna (Suécia) é uma estrutura tipo pórtico contínuo, construída em 1969. Os vãos têm 13.5m, 15.0m, 13.0m e 11.0m de comprimento.

A secção transversal do tabuleiro tem a forma e dimensões apresentadas na Figura 1.

A geometria da ponte, as condições de apoio e a distribuição de armadura da viga principal, estão ilustradas na Figura 2. O estado geral da ponte é bastante aceitável. No entanto, para tornar evidente as vantagens da utilização dos métodos avançados na avaliação da segurança, neste exemplo a análise será, também, efectuada considerando um cenário de redução em 50% da área da armadura inferior da secção a meio vão do primeiro tramo.

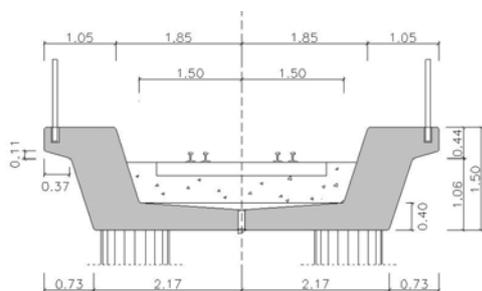


Fig. 1 – Secção transversal de ponte

4.2. Dados geométricos e de materiais

Os valores dos parâmetros que descrevem a geometria e as propriedades mecânicas da estrutura estão apresentados no Quadro III. Neste quadro, para além dos valores característicos de todos os parâmetros, estão apresentados os valores médios, os coeficientes de variação e os tipos de distribuição assumidos para a análise. Para os coeficientes de variação de todos os parâmetros, - definidos como sendo o desvio padrão dividido pelo valor médio do parâmetro em questão - foram considerados os valores resumidos nos trabalhos (Casas, 2007; Wisniewski, 2007). Os valores médios de todos os parâmetros foram calculados multiplicando os valores característicos dos parâmetros pelos respectivos factores de enfiamento - definidos como sendo o valor médio dividido pelo valor característico - que podem ser encontrados nos trabalhos (Casas, 2007; Wisniewski, 2007). Seguindo as recomendações apresentadas nos trabalhos (Casas, 2007; Wisniewski, 2007) para todos os parâmetros foram assumidas distribuições de probabilidade Gaussianas. Para os restantes parâmetros

necessários para a análise, que não estão apresentados no Quadro III, foram considerados os valores definidos em (CEN, 2003).

No Quadro IV estão apresentados os modelos probabilísticos da resistência à flexão nas secções críticas de um tramo (o lateral com comprimento de 13.5m). Os valores característicos apresentados no quadro foram determinados usando um programa de análise não-linear para as secções de betão armado, assumindo os valores característicos para todos os parâmetros mecânicos e para a geometria, os valores apresentados na Figura 1 e no Quadro III. Os valores médios, os coeficientes de variação e as funções de distribuição da probabilidade de resistência última à flexão das secções críticas, que compõem o modelo probabilístico, foram obtidos através de simulação (Casas e Wisniewski, 2007)). Nas aplicações práticas dos modelos probabilísticos de resistência última, à flexão ou ao corte, foram tidas em consideração as informações e as recomendações apresentadas no trabalho (Casas, 2007).

4.3. Cargas

Na análise de fiabilidade da estrutura efectuada foram consideradas as seguintes cargas: G_s – peso próprio da estrutura; G_a –cargas permanentes adicionais; Q – cargas variáveis devido ao tráfego ferroviário (modelo de carga de UIC). No Quadro V são apresentados os valores característicos, valores médios, coeficientes de variação e funções de distribuição de probabilidade, para cada uma das cargas consideradas. Na análise efectuada todas as cargas permanentes foram consideradas uniformemente distribuídas ao longo de todo o comprimento da ponte. As cargas variáveis foram aplicadas de acordo com a linha de influência do momento flector máximo na secção localizada a meio vão do tramo em análise (tramo lateral com comprimento de 13.5m).

Os valores das cargas variáveis devido ao tráfego ferroviário, apresentados no Quadro V, foram obtidos a partir do modelo UIC, considerando que os valores característicos das cargas concentradas por eixo (250kN) e da carga uniforme distribuída (80kN/m) correspondem

ao percentil 98 da função de distribuição de probabilidade com distribuição normal. Assim, para os valores médios das cargas concentradas e da carga uniformemente distribuída foram adoptados os seguintes valores: 207kN e 63.4kN/m, respectivamente. Os valores

apresentados no Quadro V foram calculados assumindo que cada uma das vigas vai resistir a 50% da carga total e que as cargas concentradas são distribuídas através do carril e do balastro (o comprimento da área de distribuição foi assumido como sendo igual a 6.4m).

Quadro IV - Modelos probabilísticos de resistência à flexão das secções críticas

Secção crítica	Símb.	Unid.	Valor caract.	Valor médio	Coefficiente de variação	Funç. de distr.
Secção sobre apoio A	M^1_R	kNm	-	2228	0.10	norm.
Secção a meio vão (sem anomalias)	M^2_R	kNm	5164	5772	0.10	norm.
Secção a meio vão (com anomalias)	M^2_R	kNm	2742	3063	0.10	norm.
Secção sobre o apoio B	M^3_R	kNm	-	8606	0.10	norm.

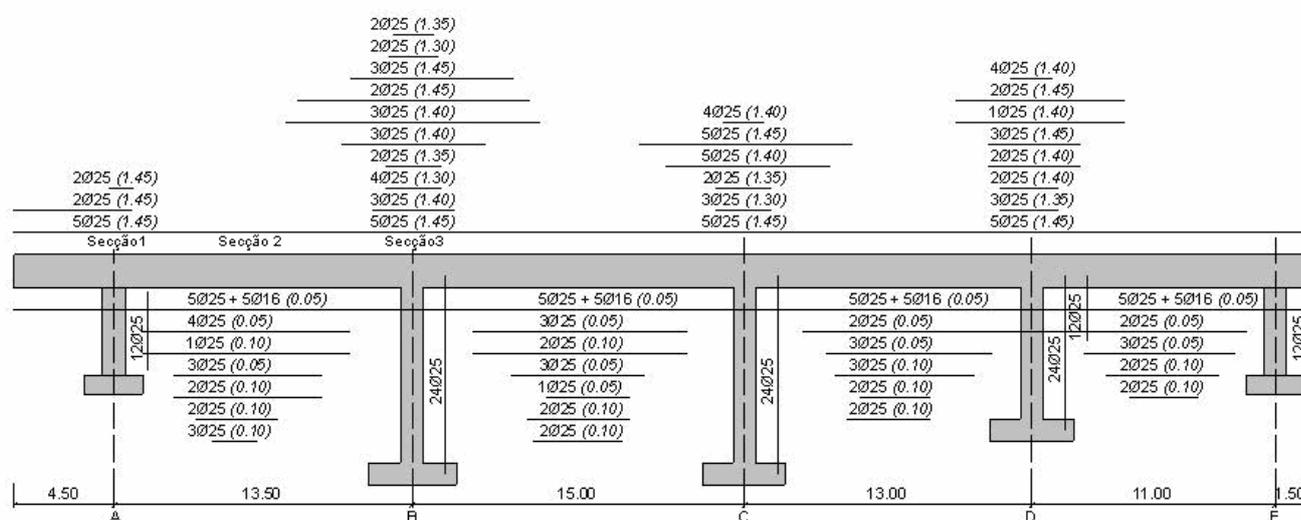


Fig. 2 – Distribuição da armadura principal (os valores entre parêntesis determinam a posição vertical da armadura, medida desde a face inferior da viga)

Quadro V - Modelos probabilísticos de cargas

Variável aleatória	Símb.	Unid.	Valor caract.	Valor médio	Coefficiente de variação	Funç. de distr.
Peso próprio da estrutura	GS	kN/m	47.53	47.53	0.08	norm.
Cargas permanentes adicionais	GAb	kN/m	21.07	21.07	0.10	norm.
Carga de tráfego ferroviário (concentrada)	Qc	kN/m	78.13	64.69	0.10	norm.
Carga de tráfego ferroviário (distribuída)	Qd	kN/m	40.00	31.70	0.10	norm.
Coefficiente dinâmico	I	-	1.25	1.25	0.50	norm.

Quadro VI - Resultados da análise linear-elástica para o tramo lateral da ponte (13.5 m)

Carga	Símbolo	Unidade	Momento flector		
			Secção1	Secção2	Secção3
Peso próprio da estrutura	$M_{Gs}(M_{Gsk})$	kNm	-481.19	415.60	-853.10
Cargas permanentes adicionais	$M_{Ga}(M_{Gak})$	kNm	-213.35	184.24	-378.25
Carga de tráfego ferroviário (médio)	M_Q	kNm	0	955.89	-579.91
Carga de tráfego ferroviário (característico)	M_{Qk}	kNm	0	1163.58	-705.72

Quadro VII - Resultados da análise não-linear para o tramo lateral da ponte (13.5 m)

Estado da estrutura	Símbolo	Unidade	Momento flector		
			Secção1	Secção2	Secção3
Ponte sem anomalias	M_{nla}	kNm	-639.76	5751.30	-8073.67
Ponte com anomalias	M_{nla}	kNm	-657.30	3010.65	-6321.26

Quadro VIII - Momentos flectores na viga simplesmente apoiada com comprimento do tramo analisado (13.5 m)

Carga	Símbolo	Unidade	Momento flector		
			Secção1	Secção2	Secção3
Peso próprio da estrutura	M_{Gs}^e	kNm	0	1082.75	0
Cargas permanentes adicionais	M_{Ga}^e	kNm	0	480.04	0
Carga de tráfego ferroviário (médio)	M_Q^e	kNm	0	1245.85	0

4.4. Resultados da análise estática

A análise estática foi efectuada mediante a utilização de um programa de análise não-linear de elementos finitos. No modelo numérico da ponte, desenvolvido para a análise, todos os parâmetros que descrevem a geometria da estrutura e os parâmetros mecânicos dos materiais foram considerados com os respectivos valores médios. As condições de fronteira foram assumidas da seguinte forma: as ligações dos pilares laterais (A e E na Figura 2), com as vigas e com as fundações, foram modeladas como articuladas, as ligações dos restantes pilares (B, C e D na Figura 2), com as vigas e com as fundações, foram consideradas como rígidas.

Na primeira fase a análise foi efectuada considerando um comportamento elástico-linear da estrutura. No Quadro VI são apresentados os momentos flectores obtidos nesta análise para as secções localizadas a meio vão (Secção 2) e sobre os pilares (Secções 1 e 3) do tramo lateral.

Seguidamente, foi também efectuada a análise não-linear da estrutura até à rotura (estado limite último), aumentando sucessivamente o valor do carregamento devido às cargas ferroviárias. Durante a análise as restantes cargas permaneceram no nível de valores médios. No Quadro VII são apresentados os momentos flectores obtidos para as secções a meio vão (Secção 2) e

sobre os apoios (Secções 1 e 3), correspondentes à carga última que conduz a estrutura à rotura.

Atendendo a que as armaduras da ponte nas secções críticas estão bastante sobredimensionadas não é de estranhar que na análise não-linear os momentos flectores correspondentes à carga de rotura sejam bastante superiores aos valores dos momentos flectores obtidos na análise linear-elástica. A este respeito convém recordar que os valores de momentos nas secções críticas correspondentes à carga de rotura são próximos da resistência última das secções e não dos momentos devidos à combinação das cargas de peso próprio e de sobrecarga.

No Quadro VIII são apresentados os momentos flectores máximos, definidos para a viga simplesmente apoiada com o comprimento igual ao do tramo em análise (13.5m). Os resultados apresentados nas primeiras duas linhas correspondem aos valores médios dos momentos flectores devido às cargas permanentes. Os valores dos momentos flectores apresentados na última linha foram determinados para o valor médio da carga de tráfego ferroviário, sem ter em consideração o coeficiente de impacto dinâmico. O coeficiente dinâmico foi considerado na análise através de um parâmetro especial.

4.5. Análise de fiabilidade

De acordo com a metodologia de análise da fiabilidade da estrutura, apresentada no início deste artigo, na primeira fase a segurança da ponte de Brunna foi verificada usando o método dos coeficientes parciais de segurança. A verificação foi efectuada para a secção a meio vão do tramo lateral, com comprimento de 13.5m, considerando o esquema de carregamento anteriormente descrito, que provoca o momento flector máximo na secção analisada. A verificação foi efectuada para a ponte sem anomalias e com anomalias, em que 50% da área da armadura inferior da secção a meio vão, do tramo em análise, foi removida para simular o efeito da corrosão.

No caso da verificação de segurança em flexão, a equação do método dos coeficientes parciais de segurança toma a seguinte forma:

$$\phi_R M_{Rk} \geq \gamma_{Gs} M_{Gsk} + \gamma_{Ga} M_{Gak} + \gamma_Q IM_{Qk} \quad (9)$$

onde M_{Rk} é o valor característico da resistência da secção à flexão; M_{Gsk} é o momento flector na secção analisada, devido ao peso próprio da estrutura; M_{Gak} é o momento flector na secção analisada, devido às restantes cargas permanentes; M_{Qk} é o momento flector na secção analisada, devido às cargas variáveis de tráfego ferroviário; ϕ_R é o coeficiente parcial de segurança para a resistência; γ_{Gs} é o coeficiente parcial de segurança para o peso próprio; γ_{Ga} é o coeficiente parcial de segurança para as restantes cargas permanentes; γ_Q é o coeficiente parcial de segurança para as cargas de tráfego ferroviário; e I é o coeficiente de impacto dinâmico.

Assumindo os coeficientes parciais de segurança de acordo com o Eurocódigo (CEN, 2001 e 2003) e usando os dados apresentados nos Quadros IV, V e VI, a Equação (9), para a ponte sem anomalias, pode ser reescrita da seguinte forma:

$$0.86 \cdot 5164 \geq 1.35 \cdot 415.6 + 1.35 \cdot 184.24 + 1.5 \cdot 1.25 \cdot 1163.58$$

$$\xrightarrow{\text{SIMPLIFICANDO}} 4441 \geq 2992 \quad [kNm]$$

A significativa margem de segurança observada traduz, provavelmente, o efeito da utilização, no dimensionamento da estrutura, de um modelo de carga e/ou de um método de avaliação da segurança diferentes

dos considerados nesta análise (por exemplo o método das tensões admissíveis).

Efectuando os mesmos cálculos para a situação em que se considerou a redução de 50 % da área da armadura, obteve-se:

$$0.86 \cdot 2742 \geq 1.35 \cdot 415.6 + 1.35 \cdot 184.24 + 1.5 \cdot 1.25 \cdot 1163.58$$

$$\xrightarrow{\text{SIMPLIFICANDO}} 2358 \geq 2992 \quad [kNm]$$

Como se pode verificar, neste caso a segurança não é satisfeita. O valor da resistência de cálculo é cerca de 25% inferior à soma dos momentos flectores devido aos valores de cálculo de todas as cargas nesta secção.

Tendo em conta que a verificação de segurança da ponte, com as anomalias estruturais, não foi satisfeita quando se usou um dos métodos semi-probabilísticos, na fase seguinte foi aplicado o método probabilístico anteriormente descrito (Método dos Valores Médios), relevante para a análise da segurança dos elementos estruturais (Equação 5). No caso analisado a resistência generalizada R foi assumida como a resistência da secção em flexão. Por outro lado, a solicitação generalizada S foi assumida como sendo a soma dos momentos flectores na secção analisada devido a todas as cargas permanentes e variáveis. Assim, a Equação (5) passa a assumir a seguinte forma:

$$\beta = \frac{\overline{M_R} - (\overline{M_{Gs}} + \overline{M_{Ga}} + \overline{I \cdot M_Q})}{\sqrt{\sigma_{MR}^2 + \sigma_{MGs}^2 + \sigma_{MGA}^2 + \sigma_{IMQ}^2}} \quad (10)$$

onde $\overline{M_R}$ é o valor médio da resistência da secção analisada em flexão; $\overline{M_{Gs}}$ é o valor médio do momento flector na secção em análise, devido ao peso próprio de estrutura; $\overline{M_{Ga}}$ é o valor médio do momento flector na secção em análise, devido às restantes cargas permanentes; $\overline{I \cdot M_Q}$ é o valor médio do momento flector na secção em análise, devido às cargas de tráfego ferroviário com coeficiente dinâmico; σ_{MR} é o desvio padrão da resistência da secção analisada; σ_{MGs} é o desvio padrão do momento flector na secção em análise, devido ao peso próprio; σ_{MGA} é o desvio padrão do momento flector na secção em análise, devido às restantes cargas permanentes; e σ_{IMQ} é o desvio padrão do momento flector na secção analisada, devido às cargas

de tráfego ferroviário afectadas pelo coeficiente dinâmico.

Os cálculos do índice de fiabilidade definido pela Equação (10) foram efectuados usando a informação apresentada nos Quadros IV, V e VI, assumindo que as funções de distribuição de probabilidade e os coeficientes de variação para os momentos flectores são semelhantes aos considerados para as cargas que provocam os correspondentes momentos. Foi, ainda, considerado que o valor médio da carga de tráfego ferroviário, com coeficiente dinâmico, é o produto da multiplicação dos valores médios dos dois. Para o coeficiente de variação para as cargas de tráfego ferroviário, com coeficiente dinâmico, foi considerado o valor 0.14. Este valor foi determinado através de simulações Monte Carlo (Nowak e Collins, 2000; Melchers, 1999), multiplicando valores aleatórios de carregamento devido ao tráfego ferroviário, com coeficiente de variação 0.10, por valores aleatórios do coeficiente de impacto dinâmico, com coeficiente de variação 0.50.

As relações a seguir apresentadas resumem os cálculos efectuados para a ponte sem anomalias:

$$\beta = \frac{5772 - 415.60 - 184.24 - 1.25 \cdot 955.89}{\sqrt{(5772 \cdot 0.10)^2 + (415.60 \cdot 0.08)^2 + (184.24 \cdot 0.10)^2 + (1.25 \cdot 955.89 \cdot 0.14)^2}} = \frac{3977}{602} = 6.61$$

e para ponte com anomalias, assumindo a redução de área da armadura inferior da ordem de 50%.

$$\beta = \frac{3063 - 415.60 - 184.24 - 1.25 \cdot 955.89}{\sqrt{(3063 \cdot 0.10)^2 + (415.60 \cdot 0.08)^2 + (184.24 \cdot 0.10)^2 + (1.25 \cdot 955.89 \cdot 0.14)^2}} = \frac{1268}{351} = 3.61$$

A análise de fiabilidade efectuada, usando um dos métodos probabilísticos mais simples, adequados para a análise ao nível de elemento estrutural, demonstrou que, para a situação sem anomalias, a ponte de Brunna está caracterizada por valores relativamente altos do índice de fiabilidade (ver Quadro II). No caso de se verificar uma redução significativa da área da armadura na secção a meio vão, para a avaliação da segurança podem ser considerados suficientes os requisitos propostos nos regulamentos americano e canadiano (ver Quadro II).

Para evidenciar as vantagens da utilização da análise probabilística ao nível do sistema estrutural para a avaliação de segurança de pontes existentes, foram também efectuados os cálculos usando o Método dos Valores de Fronteira, descrito anteriormente.

No caso em análise, o limite inferior do índice de fiabilidade do sistema estrutural foi considerado de acordo com os valores obtidos na fase anterior dos cálculos ($\beta=6.61$ e $\beta=3.61$, respectivamente para a ponte sem e com anomalias). O limite superior do índice de fiabilidade foi determinado usando o método FORM (Nowak e Collins, 2000; Melchers, 1999), para a função de estado limite definida numa forma que permite considerar a redistribuição completa entre as secções críticas da ponte (método das rótulas plásticas). Reescrevendo as equações gerais (6) e (7) para o caso analisado obteve-se:

$$Z = M_R^2 - \frac{M_R^2}{\frac{M_R^1 + M_R^3}{2} + M_R^2} (M_{Gs}^e + M_{Ga}^e + I \cdot M_Q^e) \quad (11)$$

onde M_R^1 , M_R^3 e M_R^2 são, respectivamente, as resistências últimas nas secções sobre os apoios e a meio vão do tramo em análise; M_{Gs}^e é o momento flector máximo devido ao peso próprio, determinado para uma viga simplesmente apoiada com o comprimento do tramo analisado (13.5m); M_{Ga}^e é o momento flector máximo devido às restantes cargas permanentes, determinado para uma viga simplesmente apoiada definida como antes; M_Q^e é o momento flector máximo devido às cargas de tráfego ferroviário, determinado também para uma viga simplesmente apoiada; e I é o coeficiente dinâmico.

A análise efectuada usando o método FORM, para a função de estado limite antes definida, permitiu quantificar o índice de fiabilidade para a ponte sem anomalias e com anomalias em $\beta=10.00$ e $\beta=9.07$, respectivamente. A análise FORM foi efectuada considerando os modelos probabilísticos de acordo com os dados apresentados nos Quadros IV, V e VIII. Foi, também, assumido que as funções de distribuição de probabilidade e os coeficientes de variação para esforços internos são semelhantes aos correspondentes às cargas que os provocam. Na análise efectuada foi, ainda,

considerado que todos os parâmetros são totalmente independentes estatisticamente.

A avaliação dos resultados obtidos na análise elástica e na análise plástica (método das rótulas plásticas) permitiu chegar à conclusão que o nível de segurança da ponte de Brunna, considerada como um sistema estrutural, é muito elevado. O índice de fiabilidade para a ponte sem anomalias está compreendido entre $\beta=6.61$ e $\beta=10.00$, e para a ponte com anomalias entre $\beta=3.61$ e $\beta=9.07$. Como as armaduras da ponte estão bastante sobredimensionadas e a estrutura é relativamente dúctil, é natural que a análise plástica e a análise elástica conduzam a resultados muito diferentes.

Resultados semelhantes foram obtidos com um método mais rigoroso - o método de Sobrino e Casas.

Quadro IX - Resultados da análise de fiabilidade da ponte Brunna

Método da análise de fiabilidade		Resultado da análise de fiabilidade	
		Ponte sem anomalias	Ponte com anomalias
Elemento	Método de Coeficientes Parciais de Segurança	Seguro	Inseguro
	Método de Valores Médios	$\beta = 6.61$	$\beta = 3.61$
Sistema	Método de Valores de Fronteira	$6.61 \leq \beta \leq 10.00$	$3.61 \leq \beta \leq 9.07$
	Método de Sobrino e Casas	$\beta = 6.61 (7.16; 9.21)^*$	$\beta = 4.67 (5.28; 6.84)^*$
	Método da Superfície de Resposta	$\beta = 7.37$	$\beta = 6.17$

A análise efectuada para esta função de estado limite, considerando total independência estatística entre as variáveis, permitiu definir o índice de fiabilidade para a ponte sem anomalias como sendo $\beta=6.61$ e para ponte com anomalias como sendo $\beta=4.67$. A análise FORM foi efectuada considerando os modelos probabilísticos de todos os parâmetros de acordo com os dados apresentados nos Quadros IV, V, VII e VIII, e assumindo que as funções de distribuição de probabilidade e os respectivos coeficientes de variação são iguais aos correspondentes às cargas que os provocam. Foi, ainda, assumido que os coeficientes de variação para as variáveis M_{nla}^1 , M_{nla}^3 e M_{nla}^2 são os mesmos de M_R^1 , M_R^3 e M_R^2 . Neste exemplo foi, também, analisada a influência de correlação entre os momentos flectores no estado de rotura na secção a meio vão M_{nla}^2 e a resistência última da mesma secção M_R^2 . Para este caso o índice de fiabilidade para a ponte sem anomalias aumentou para $\beta=7.16$, com o coeficiente de correlação

Neste método a forma geral da função de estado limite, definida pelas Equações (6) e (8), para o caso em análise toma a seguinte forma:

$$Z = M_R^2 - \frac{M_{nla}^2}{\frac{M_{nla}^1 + M_{nla}^3}{2} + M_{nla}^2} \times (M_{Gs}^e + M_{Ga}^e + I \cdot M_Q^e) \quad (12)$$

onde M_{nla}^1 , M_{nla}^3 e M_{nla}^2 são os momentos flectores, respectivamente nas secções sobre os apoios e a meio vão, do tramo em análise, determinados através de uma análise não-linear da estrutura e correspondentes ao carregamento último (que provoca a rotura). Os restantes parâmetros são os descritos na Equação (11).

$C=0.5$, e para $\beta=9.21$, com $C=0.99$. No caso da ponte com anomalias obteve-se o índice de fiabilidade $\beta=5.28$, com $C=0.5$, e $\beta=6.84$, com $C=0.99$. O efeito de correlação entre os momentos flectores a meio vão, correspondentes ao estado de rotura na secção e à resistência última da mesma, foi estudado devido à elevada probabilidade de mútua dependência entre eles.

Para verificar os resultados obtidos pelo Método dos Valores de Fronteira com o Método de Sobrino e Casas, a análise de fiabilidade da ponte de Brunna foi, também, efectuada usando o Método da Superfície de Resposta, mencionado no início deste artigo e descrito com mais detalhe nos trabalhos (Melchers, 1999; Casas et al, 2007). Os valores do índice de fiabilidade obtidos com este método estão apresentados no Quadro IX, juntamente com outros resultados obtidos com os métodos apresentados neste trabalho. Nesse quadro os valores entre parêntesis foram obtidos considerando um

coeficiente de correlação entre M_{nla}^2 e M_R^2 igual a $C=0.5$ e $C=0.99$, respectivamente.

4.6. Análise dos resultados

A análise de fiabilidade da ponte de Brunna, efectuada com a metodologia de verificação de segurança por etapas (que permite a utilização de métodos probabilísticos e de métodos de análise estática mais sofisticados), demonstrou que a ponte - que na análise de segurança habitual (método de coeficientes parciais de segurança) foi classificada como incapaz de resistir às cargas de serviço - pode ser caracterizada por um índice de fiabilidade muito elevado, e consequentemente pode ser considerada como suficientemente segura, podendo continuar a ser utilizada.

No exemplo apresentado, o índice de fiabilidade β para o elemento analisado, obtido pelo Método dos Valores Médios, reflecte os resultados obtidos usando o método dos coeficientes parciais de segurança. Para a ponte sem anomalias, o relativamente alto índice de fiabilidade obtido corresponde à considerável margem de resistência da secção, observada na verificação semi-probabilística, de acordo com o Eurocódigo. No caso da ponte com anomalias a resistência de cálculo da secção analisada é menor que o valor de cálculo das forças internas nesta secção. Por outro lado, o índice de fiabilidade obtido na análise probabilística é menor que o valor mínimo determinado pelo Eurocódigo (ver Quadro II) para o dimensionamento de estruturas novas.

No caso da análise probabilística ao nível do sistema estrutural, a acuidade da estimativa do índice de fiabilidade β depende, significativamente, do método de análise utilizado. Considerando como referência os resultados do método da Superfície de Resposta, pode concluir-se que os resultados obtidos com o método de Sobrino e Casas são suficientemente rigorosos e permitem avaliar a segurança de uma ponte com relativamente pouco trabalho. O método dos Valores de Fronteira não permite definir rigorosamente o índice de fiabilidade. No entanto, permite avaliar facilmente a capacidade do sistema estrutural para redistribuir os esforços entre as secções críticas da estrutura.

A este respeito convém ter presente que apesar do método da Superfície de Resposta ser - entre todos os métodos usados neste caso - o que conduz a resultados mais próximos da realidade, no entanto, nunca poderá ser considerado um método exacto. Efectivamente, só o método de Monte Carlo, com um número infinito de simulações poderia conduzir a um resultado exacto. O método de Sobrino e Casas conduz a resultados aproximados devido às diversas simplificações introduzidas. Os resultados obtidos por este método são melhores que os obtidos com o método dos Valores de Fronteira mas, sem dúvida, são piores que os obtidos pelo método da Superfície de Resposta. A dispersão nos resultados é devida ao facto do forte carácter não-linear da resposta e de que as simplificações introduzidas na análise de fiabilidade inevitavelmente condicionam a precisão dos resultados.

A análise efectuada nesta secção é, apenas, um exemplo para ilustrar os métodos de avaliação da segurança apresentados neste artigo. No entanto, não deve ser considerada como uma análise exhaustiva da fiabilidade da ponte de Brunna. Para o efeito deve recordar-se que, neste exemplo, foi unicamente efectuada uma análise de fiabilidade em flexão de um tramo da ponte, introduzindo diversas hipóteses e simplificações, que na realidade podem ter uma influência significativa nos resultados obtidos.

5. CONCLUSÕES

Os métodos de análise de fiabilidade apresentados neste artigo, juntamente com a metodologia de verificação da segurança por etapas, constituem uma ferramenta eficaz para a avaliação da segurança de pontes existentes. O exemplo apresentado demonstra que a metodologia proposta é relativamente simples e pode ser usada na prática corrente para avaliar a segurança de pontes, tendo em conta o respectivo estado de conservação.

Neste momento, na maioria dos países Europeus, e também em Portugal, não existem regulamentos que permitam utilizar este tipo de metodologias nas aplicações práticas. Também não existem regulamentos que sistematizem as metodologias de aplicação destes

métodos, ou que definam os modelos básicos de análise e os modelos probabilísticos de parâmetros de resistência, de geometria ou de cargas.

Nos últimos anos foram desenvolvidos alguns documentos, que propõem usar os métodos probabilísticos na avaliação da segurança de estruturas incluindo pontes (COST 345; RD, 2004; JCSS, 2001). No entanto, é ainda necessário prosseguir com os trabalhos nesta direcção para criar consistentes bases científicas, e subsequentemente legais, para uma mais vasta utilização dos métodos apresentados. Acresce, ainda, que nenhum dos documentos existentes, antes mencionados, contempla as especificidades das pontes ferroviárias.

No Guia para a Avaliação de Segurança de Pontes Ferroviárias Existentes (SB-LRA, 2007), que está em fase de preparação, tenta-se considerar estas particularidades. No entanto, este documento vai ser apenas uma recomendação e a aplicação de metodologias, soluções ou ferramentas aí propostas vai depender do empenho e interesse das administrações ferroviárias.

6. AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi desenvolvido no âmbito do Projecto “Sustainable Bridges” (FP6-PLT-01653), financiado pela Comissão Europeia - VI Programa Quadro. A informação apresentada neste artigo reflecte unicamente a opinião dos autores e a Comunidade não é responsável pelo uso que possa ser feito da informação aqui contida.

Os autores gostariam agradecer a Michel Ghosn (City University of New York, EUA), a Jan Bien (Wroclaw University of Technology, Polónia) e a Abel Henriques (Universidade do Porto, Portugal) os comentários e/ou a colaboração no desenvolvimento de algumas partes deste artigo.

7. REFERÊNCIAS

Enevoldsen, I., 2001 – “Experience with Probabilistic-based Assessment of Bridges”. *Structural Engineering International* (SEI), Vol. 11, No.4.

Lauridsen J., 2004 – “Bridge owner’s benefits from probabilistic approaches-experiences and future

challenges” in E. Watanabe, D.M. Frangopol & T. Utsunomiya (eds), *Bridge Maintenance, Safety, Management and Cost* (CD-ROM), Proc. of IABMAS’04, Kyoto, 19-22 October. Rotterdam: Balkema.

- Casas, J.R., 1999 – “Evaluation of existing concrete bridges in Spain”. *ACI Concrete International*, Vol. 21, No. 8, p. 48-53
- Casas, J.R., 2000 - Permit vehicle routing using reliability-based evaluation procedures. *Transportation Research Record*, Vol. 1696, No. 2, p. 150-157
- BRIME - *Bridge Management in Europe* - Final Report D10. IV Framework programme. Brussels, (<http://www.trl.co.uk/brime>)
- COST345 - *Procedures required for assessing highway structures*. European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research. Brussels (<http://cost345.zag.si>)
- Highways Agency, 1998 - BA79/98. *The Management of Sub-Standard Highway Structures*. Design Manual for Roads and Bridges, Vol. 3, Section 4, Part 18. London: Department of Transport.
- SAMARIS - *Sustainable and Advanced Materials for Road Infrastructures*. V Framework programme. Brussels. (<http://samaris.zag.si>)
- SB-LRA, 2007 - *Guideline for Load and Resistance Assessment of Existing European Railway Bridges - advices on the use of advanced methods*, Integrated Project Sustainable Bridges, VI Framework Programme, Brussels, (<http://www.sustainablebridges.net>)
- Nowak, A.S., Collins, K.R., 2000 - *Reliability of structures*, McGraw-Hill.
- Melchers, R.E., 1999 - *Structural reliability analysis and prediction*. John Wiley & Sons.
- Diamantidis, D., 2001 - *Probabilistic Assessment of Existing Structures*. JCSS – Joint Committee of Structural Safety, RILEM Publications S.A.R.L.
- Casas, J.R., Wisniewski, D.F., 2007 - *Safety formats and required safety levels*, Background document, SB4.4.1”, Integrated Project “Sustainable Bridges”, VI Framework Programme, Brussels.
- CAN, 2000 - CAN/CSA-S6-00: *Canadian Highway Bridge Design Code*. Canadian Standards Association Toronto.
- AASHTO, 1994 - LRFD: *Load and Resistance Factor Bridge Design Specification*. American Association of State Highways Transportation Officials, DC, Washington.
- AASHTO, 2003 – LRFR: *Manual for Condition Evaluation and Load and Resistance Factor Rating of Highway Bridges*. American Association of State

Highways Transportation Officials, DC
Washington.

- NKB, 1978 - *Recommendations for loading and safety regulations for structural design*. Publication No. 35.
- RD, 2004 - “*Reliability-Based Classification of the Load Carrying Capacity of Existing Bridges*”. Report 291, Guideline Document. 1, Road Directorate, Ministry of Transport – Denmark.
- CEN, 2001 - prEN 1990: *Basis of Structural Design*, European Committee for Standardization, Brussels.
- JCSS, 2001 - *Probabilistic Model Code*. Joint Committee of Structural Safety, (<http://www.jcss.ethz.ch/>), 12-th edition.
- ISO, 1999 - ISO/CD 13822: *Basis for Design of Structures – Assessment of existing structures*. International Organization for Standardization, Geneva.
- ISO, 1998 - ISO 2394: *Basis for Design of Structures – General Principles on Reliability of Structures*. International Organization for Standardization, Geneva.
- Casas, J.R. *et al*, 2007 - *Probabilistic non-linear analysis*”, Background document, SB4.4.3, Integrated Project “Sustainable Bridges” VI Framework Programme, Brussels.
- Ghosn, M., Moses, F., 1998 - *Redundancy in Highway Bridge Superstructures*. NCHRP Report N. 406, Transportation Research Board, DC, Washington.
- Sobrino, J.A.; Casas, J.R., 1994 – “Random system response of reinforced and prestressed concrete bridges” in *ICOSSAR’93 - International Conference on Structural Safety and Reliability*, Schueller, Shinozuka & Yao (eds), Balkema, Rotterdam, p. 985-988
- Casas, J.R., 2007 - *Probabilistic modelling*, Background document, SB4.4.2, Integrated Project “Sustainable Bridges” VI Framework Programme, Brussels.
- CEN, 2003 - prEN 1992-1-1: *Design of Concrete Structures. Part 1: General Rules and Rules for Buildings*, European Committee for Standardization, Brussels.
- Wisniewski, D.F., 2007 - *Safety Formats for the Assessment of Concrete Bridges - with special focus on precast concrete*, Teses de doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães

