

Avaliação estrutural de pontes existentes — estado da prática

Luciano Jacinto

Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Departamento de Engenharia Civil, Lisboa

Luís Oliveira Santos

Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa

Luís Canhoto Neves

Faculdade de Ciências e Tecnologia da UNL, Departamento de Engenharia Civil, Lisboa

RESUMO

Nesta comunicação distinguem-se dois tipos de avaliação de pontes, chamando-se à atenção para as diferenças existentes entre o dimensionamento de estruturas novas e a avaliação de estruturas existentes. Apresenta-se uma síntese dos procedimentos adoptados na avaliação de pontes existentes em quatro países com desenvolvimento significativo neste domínio de actividade.

PALAVRAS-CHAVE

Pontes existentes, segurança, fiabilidade, avaliação de condição, avaliação estrutural.

1. INTRODUÇÃO

A avaliação de estruturas existentes, em particular pontes, tem merecido interesse crescente nos últimos anos na maioria dos países da Europa e América. A constatação do estado degradado em que se encontram muitas estruturas e a ocorrência de colapsos estruturais motivaram a implementação de uma extensa campanha de inspecções periódicas e acções de manutenção. Segundo a norma ISO 13822 [1] a avaliação da segurança de uma estrutura existente compreende um conjunto de actividades realizadas com o objectivo de verificar a fiabilidade da estrutura para uso futuro. Como é sabido, a fiabilidade de uma estrutura é uma medida probabilística da sua aptidão em cumprir certos requisitos fundamentais. A norma EN 1990 (Eurocódigo 0) [2] estabelece como requisitos fundamentais os seguintes: utilização (desempenho em serviço), segurança (desempenho aos estados limites últimos) e durabilidade.

A avaliação de uma ponte existente pode incidir num ou mais desses requisitos. Assim, consoante os requisitos a avaliar, é importante distinguir-se dois tipos fundamentais de avaliação [3]:

- a) avaliação de condição;
- b) avaliação estrutural.

A avaliação de condição visa fundamentalmente os requisitos de durabilidade e utilização e é suportado principalmente por meio de inspecções periódicas. Repare-se que os estados limites de utilização dizem respeito a condições normais de uso (acções em

serviço) pelo que se a ponte já estiver em serviço por um tempo razoável, uma simples constatação visual do seu estado é suficiente em geral para comprovar a sua aptidão ao cumprimento do requisito de serviço [4]. É preciso, porém, ser prudente na análise destes resultados, pois poderão existir defeitos escondidos, não acessíveis a inspeções visuais.

A avaliação estrutural visa fundamentalmente o requisito de segurança, ou seja, a sua fiabilidade face a estados limites últimos. Ora, os estados limites últimos dizem respeito a situações excepcionais, quer em termos de acções, quer em termos de resistências, pelo que o requisito de segurança não pode basear-se apenas em inspeções visuais [5]. De facto, as avaliações estruturais requerem normalmente o uso de modelos analíticos, complementados eventualmente por ensaios de carga.

A maioria dos países da Europa e América, de que Portugal não é excepção, têm implementado um programa sistemático de inspeções (avaliação de condição) que serve de base a políticas de manutenção e conservação. Tais inspeções são suportadas por meio de documentação (manuais de inspeção) e programas informáticos designados por *sistemas de gestão de pontes*. No entanto, sempre que surge a necessidade de realizar uma avaliação do 2.º tipo (avaliação estrutural), na maioria dos países recorre-se aos mesmos regulamentos e normas usados no projecto de estruturas novas (dimensionamento). Existem, porém, diferenças significativas entre avaliação e dimensionamento, diferenças essas que tornam tais regulamentos pouco adequados para a realização de avaliações estruturais.

2. DIMENSIONAMENTO VERSUS AVALIAÇÃO

Como referido acima, existem diferenças significativas entre dimensionamento de estruturas novas e avaliação de estruturas existentes. Entre essas diferenças, referem-se as seguintes:

- Um dimensionamento conservativo não resulta em geral num custo significativo, mas uma avaliação conservativa pode resultar em elevados custos, ou, pior ainda, desnecessários [6].
- Algumas das incertezas existentes na fase de projecto podem ser reduzidas na fase de avaliação por meio de campanhas de testes, o que pode justificar uma redução dos coeficientes de segurança para o mesmo nível de fiabilidade do projecto inicial.
- O tempo de vida útil de uma estrutura existente, designada por *vida útil residual*, pode ser inferior ao tempo de vida útil de uma estrutura nova o que tem repercussão nos valores máximos das acções variáveis a que a estrutura vai ficar sujeita até final da sua vida. Por exemplo, se for atribuída uma vida útil residual de 30 anos a uma ponte, pode justificar-se o uso de valores característicos das sobrecargas inferiores aos preconizados na regulamentação para pontes novas, cuja vida útil é em geral de 100 anos.
- Questões tais como incómodos para os utilizadores durante a construção/reparação não se colocam em geral no dimensionamento, mas são pertinentes em obras de reabilitação ou reforço.

Estas diferenças tornam evidente a necessidade de desenvolver regulamentação específica para avaliação da segurança de pontes existentes. Alguns países já dispõem deste tipo de regulamentação. Segue-se então um breve resumo dos princípios gerais encontrados nesses documentos. Antes, porém, é conveniente uma breve revisão do conceito de índice de fiabilidade, visto ser frequentemente usado nesses documentos.

3. CONCEITO DE ÍNDICE DE FIABILIDADE

Como é sabido, a verificação da segurança é feita em relação aos estados limites. Genericamente um estado limite é atingido quando os esforços excedem a capacidade resistente. Seja E um esforço provocado por uma certa combinação de acções e R a resistência correspondente (expressa nas mesmas unidades). Então, $E < R$ denota estados desejáveis, $E = R$ denota estado limite e $E > R$ denota estados indesejáveis. A função $g = R - E$, que representa uma margem de segurança, é designada habitualmente por função estado limite.

As variáveis E e R são variáveis aleatórias, caracterizadas por distribuições de probabilidade, denotas por $f_E(x)$ e $f_R(x)$. Sejam μ_E e σ_E a média e o desvio padrão do esforço E e μ_R e σ_R a média e o desvio padrão da resistência R .

A probabilidade de violação do estado limite, denotada por p_f , é então dada por:

$$p_f = P(E > R) \quad (1)$$

A probabilidade p_f constitui assim uma medida excelente da segurança da estrutura face ao estado limite em consideração. A verificação da segurança face a esse estado limite é então feita por meio da inequação:

$$p_f < p_T \quad (2)$$

onde p_T representa a probabilidade máxima socialmente admissível, designada por probabilidade-alvo (*target*, em inglês), probabilidade esta que é especificada nos regulamentos modernos para estruturas. A fiabilidade da estrutura face a esse estado limite é a probabilidade de não violação desse estado, ou seja, $r = 1 - p_f$.

Uma medida da segurança ou fiabilidade muito usual consiste no *índice de fiabilidade*, definido pela expressão:

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

onde Φ^{-1} refere-se à inversa da distribuição normal acumulada reduzida.

No caso de se poder atribuir às variáveis E e R a distribuição normal, e, além disso, as variáveis poderem ser consideradas independentes, é verifica-se que o índice de fiabilidade é dado por:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (4)$$

Se as variáveis R e E não forem normalmente distribuídas, a expressão acima pode ser encarada como uma aproximação do índice de fiabilidade, ou, como refere a norma EN 1990, Anexo C [2], uma medida convencional de fiabilidade. Recorrendo ao conceito de índice de fiabilidade, a verificação da segurança face ao estado limite $g = R - E$ pode então ser expressa por:

$$\beta > \beta_T \quad (5)$$

Onde β_T denota fiabilidade mínima requerida, ou fiabilidade-alvo.

4. CANADÁ

A norma canadiana para projecto de pontes CAN/CSA-S6-00 [7] contém na secção 14 disposições para avaliação da segurança de pontes existentes, em particular a determinação da sua capacidade de carga actual (*load carrying capacity*). A referida secção fixa os factores de segurança a usar especificamente em avaliações estruturais (diferentes dos factores especificados para dimensionamento).

Estes factores são estabelecidos em função dos índices de fiabilidade que também são especificados na norma e que se reproduzem no Quadro 1.

Quadro 1. Índices de fiabilidade-alvo especificados na norma canadiana

Comportamento do sistema	Comportamento do elemento	Níveis de inspecção		
		INSP1	INSP2	INSP3
S1	E1	3,50	3,25	3,25
	E2	3,25	3,00	2,75
	E3	3,00	2,75	2,50
S2	E1	3,25	3,00	3,00
	E2	3,00	2,75	2,50
	E3	2,75	2,50	2,25
S3	E1	3,00	2,75	2,75
	E2	2,75	2,50	2,25
	E3	2,50	2,25	2,00

Os índices de fiabilidade especificados dependem dos 3 factores seguintes:

a) Comportamento do sistema:

- Categoria S1, onde a rotura do elemento em estudo conduz ao colapso da estrutura, como por exemplo a rotura de uma viga simplesmente apoiada.
- Categoria S2, onde a rotura do elemento em estudo provavelmente não conduz ao colapso da estrutura, como por exemplo em vigas com continuidade ou tabuleiros vigados com múltiplas vigas.
- Categoria S3, onde a rotura do elemento conduz apenas a uma rotura local, como por exemplo lajes de tabuleiros vigados.

b) Comportamento do elemento:

- Categoria E1, onde o elemento em estudo é sujeito a uma repentina perda de capacidade com pouco ou nenhum aviso. Isto pode incluir rotura por instabilidade, rotura por esforço transversal ou torção sem armadura mínima, rotura por compressão.
- Categoria E2, onde o elemento em estudo é sujeito a rotura repentina com pouco ou nenhum aviso, mas com uma resistência residual pós-rotura, como por exemplo rotura por esforço transversal em elementos com armadura mínima de esforço transversal.
- Categoria E3, onde o elemento em consideração é sujeito a rotura com aviso (rotura gradual), como por exemplo rotura dúctil por flexão.

c) Nível de inspecção:

- Nível INSP1, onde o elemento não é acessível.
- Nível INSP2, onde a inspecção satisfaz avaliador, com os resultados de cada inspecção registados e disponíveis ao avaliador.

– Nível INSP3, onde a inspecção de elementos críticos ou não-regulamentares foi levada a cabo pelo avaliador e a avaliação têm em conta toda a informação obtida durante a inspecção.

É interessante que a norma canadiana refere que para estruturas susceptíveis de afectarem a vida de pessoas sob a ponte ou próximas dela, ou estruturas essenciais à economia local ou necessárias ao movimento de veículos de emergência, o valor de β indicado na tabela deve ser incrementado num mínimo de 0.25.

O regulamento canadiano prevê ainda que, sempre que existirem dúvidas sobre se o modelo analítico traduz ou não adequadamente o comportamento actual da ponte, a avaliação da capacidade de carga possa ser efectuada por meio de ensaios de carga, estáticos ou dinâmicos. No entanto, nenhum ensaio de carga deve ser efectuado sem uma avaliação em modelo analítico.

5. DINAMARCA

A Dinamarca possui um documento-guia [8] que especifica os procedimentos a adoptar em avaliações da capacidade de cargas das pontes existentes com recurso a métodos probabilísticos. Esse manual foi preparado porque se percebeu que frequentemente era possível atribuir uma capacidade de carga mais realista a uma ponte existente por meio de métodos probabilísticos (ou métodos de fiabilidade), tendo-se evitado em muitos casos obras de reforço, com poupanças financeiras significativas.

De acordo com esse documento-guia a avaliação deve começar por uma análise determinística tradicional. Se a capacidade de carga obtida por essa via for inferior à requerida para a ponte em avaliação, então deve-se efectuar uma avaliação probabilística da capacidade de carga antes de tomar qualquer decisão referente a reforço ou substituição da estrutura.

A análise probabilística deve incidir sobre os estados limites críticos identificados pela análise determinística efectuada previamente.

O Quadro 2 apresenta os valores do índice de fiabilidade-alvo especificados na Dinamarca. Os valores referem-se a estados limites últimos e probabilidades de falha anuais.

Quadro 2. Índice de fiabilidade-alvo para estados limites últimos usados na Dinamarca

Tipo de rotura	β_T	p_f
Rotura com aviso e resistência residual	4,26	10^{-5}
Rotura com aviso mas sem resistência residual	4,75	10^{-6}
Rotura sem aviso	5,2	10^{-7}

Muito resumidamente, o procedimento delineado no documento-guia segue a seguinte sequência:

- 1) Definição da classe da ponte em termos das sobrecargas que se espera que suporte.
- 2) Determinação dos estados limites críticos por meio de uma análise determinística.
- 3) Escolha do índice de fiabilidade-alvo β_T pretendido (Quadro 2).

- 4) Caracterização probabilística de todas as variáveis intervenientes nos estados limites críticos.
- 5) Cálculo do índice de fiabilidade β e comparação com β_T .
- 6) Ajuste da classe da ponte de forma iterativa até que $\beta \approx \beta_T$.

O documento contém orientações para a caracterização probabilística das diferentes variáveis intervenientes, incluindo acções e parâmetros de resistência (betão, armaduras passivas e armaduras de pré-esforço). Relativamente aos modelos probabilísticos das sobrecargas, o documento adopta modelos baseados em processos de Poisson.

6. REINO UNIDO

No Reino Unido, a *Highways Agency* editou um conjunto de normas que constituem o *Design Manual for Roads and Bridges*. O volume 3 deste manual trata especificamente da avaliação de pontes existentes.

Uma das normas do referido manual, a norma BD 21/01 [9], estabelece os procedimentos a adoptar numa avaliação com o objectivo de determinar a sobrecarga rodoviária que uma ponte pode suportar com uma probabilidade razoável de que não sofrerá danos sérios susceptíveis de pôr em perigo pessoas e bens.

A norma preconiza que as avaliações da capacidade de carga sejam feitas pelo método dos factores parciais de segurança em associação com os estados limites últimos. Para esse efeito, dá indicações para a quantificação quer das acções quer dos parâmetros de resistência a usar no processo de avaliação, assim como os factores parciais de segurança (diferentes dos usados para estruturas novas).

Relativamente aos esforços resistentes, a norma estabelece que eventual deterioração existente deve ser considerada através de um factor multiplicativo inferior à unidade. A especificação desse factor, porém, é da responsabilidade do avaliador, que para o efeito deverá basear-se em juízos criteriosos (*engineering judgement*). A norma prevê ainda que se possam realizar ensaios de carga, mas, se forem realizados, serão sempre complementares aos modelos numéricos, nunca os podendo substituir.

A norma BA 54/94 [10] descreve os procedimentos gerais a adoptar em tais ensaios que poderão ser realizados sempre que se suspeite que a capacidade real de carga seja superior à capacidade predita pelos modelos numéricos. Por essa razão, os ensaios têm por objectivo principal avaliar possíveis reservas de segurança não contabilizadas nos modelos de análise.

Se a ponte não poder suportar as cargas especificadas na norma, uma das medidas possíveis consiste em impor restrições ao tráfego, restrições essas que poderão incidir ao nível da configuração das faixas de rodagem ou limitação dos pesos dos veículos circulantes.

6. ESTADOS UNIDOS DA AMÉRICA

Os EUA fazem uma distinção clara entre dimensionamento de pontes novas (*design*) e avaliação da segurança de pontes existentes (*rating*). O dimensionamento é feito com base na norma AASHTO LRFD [11] e a avaliação é feita com base na norma AASHTO

LRFR [12], um dos mais avançados manuais existentes nesta área. Esta norma prevê três métodos possíveis.

O primeiro método, conhecido como método LRFR (iniciais de *Load and Resistance Factor Rating*), é semelhante ao método dos factores parciais de segurança usados na Europa. Os factores parciais são calibrados para um índice de fiabilidade $\beta_T = 2.5$, valor este que é substancialmente mais baixo do adoptado no dimensionamento que é de 3.5. A justificação desta redução de fiabilidade-alvo está relacionada com considerações de natureza económica: os custos para aumentar a segurança de uma estrutura existente são normalmente bastante mais elevados do que os custos para um idêntico aumento de segurança numa estrutura nova.

O segundo método previsto consiste na realização de ensaios de carga, distinguindo-se dois tipos de ensaio consoante o objectivo: o chamado ensaio de diagnóstico (*diagnostic load test*) que se destina a avaliar o comportamento da estrutura face a cargas conhecidas, previamente definidas e a chamada carga de prova (*proof load test*) que se destina a determinar a carga máxima suportada pela ponte compatível com o funcionamento em regime elástico linear.

Finalmente o terceiro método consiste numa análise probabilística do problema, a usar especialmente nos seguintes casos:

- pontes com sobrecargas significativamente diferentes das previstas na norma;
- pontes com propriedades de materiais ou níveis de deterioração significativamente diferentes dos previstos;
- pontes com valor económico bastante diferente do considerado na norma;
- pontes nas quais sejam de considerar em simultâneo várias acções incluindo vento, neve, sismos, etc., combinadas de forma diferente do regulamentado.
- pontes que pertençam a um grupo ao qual esteja a ser aplicado ferramentas de gestão baseadas em avaliações de risco.

6. CONCLUSÕES

Nesta comunicação destacou-se a conveniência em distinguir dois tipos de avaliação de estruturas existentes: avaliação de condição (desempenho em serviço e durabilidade) e avaliação estrutural (desempenho face a estados limites últimos).

Um bom número de países, Portugal incluído, já realiza avaliações do primeiro tipo com um nível de desenvolvimento bastante razoável. O mesmo não se pode dizer em relação ao segundo tipo. Com efeito, a maioria dos países realiza avaliações estruturais com base em regulamentos para estruturas novas, e, como se demonstrou, não é apropriado realizar avaliações estruturais tendo por base os mesmos regulamentos usados no dimensionamento.

Analisou-se de forma breve os procedimentos adoptados em alguns dos países com maior desenvolvimento nesta área, nomeadamente o Canadá, a Dinamarca, os Reino Unido e os EUA. A tónica dominante na documentação desenvolvida nesses países baseia-se no tratamento probabilístico da segurança estrutural, quer por manipular directamente probabilidade de rotura (ou os correspondentes índices de fiabilidade) quer por ajustar os coeficientes de segurança em correspondência com fiabilidade pretendida e com a realidade específica de cada estrutura.

Visto que em Portugal não existe nenhuma documentação nesta área, parece apropriado que as entidades responsáveis avancem nesta direcção.

REFERÊNCIAS

- [1] ISO 13822 — *Bases for design of structures — Assessment of existing structures*. International Organization for Standardization, Genève, 2001.
- [2] EN 1990 — *EC 0: Basis of structural Design*. Comité Européen de Normalization (CEN), Brussels, 2002.
- [3] SAMARIS — Deliverable D19: *State of the Art Report on Assessment of Structures in Selected EEA and CE Countries*. Sustainable and Advanced Materials for Road Infrastructure — V Framework programme, 2006. <http://samaris.zag.si/>.
- [4] JCSS — *Probabilistic Assessment of Existing Structures*. RILEM Publications S.A.R.L., edited by D. Diamantidis, 2001.
- [5] Schneider, J. — *Introduction to Safety and Reliability of Structures*. IABSE, Document 5, 2nd edn, 2006 (Edição original 1997).
- [6] SAMCO — F08a: *Guideline for the Assessment of Existing Structures*. 2006. http://www.samco.org/network/download_area/ass_guide.pdf.
- [7] CAN/CSA-S6-00 — *Canadian Highway Bridge Design Code*. Canadian Standards Association, Toronto, 2000.
- [8] Vejdirektoratet — Report 291: *Reliability-Based Classification of the Load Carrying Capacity of Existing Bridges*. Road Directorate, Ministry of Transport, Denmark, 2004.
- [9] BD 21/01 — *The Assessment of Highway Bridges and Structures*. Design Manual for Roads and Bridges. Vol. 3, Section 4, Part 3, <http://www.standardsforhighways.co.uk/dmrb/vol3/>.
- [10] BA 54/94 — *Load testing for bridge assessment*. Design Manual for Roads and Bridges. Vol. 3, Section 4, Part 8, <http://www.standardsforhighways.co.uk/dmrb/vol3/>.
- [11] AASHTO LRFD — *Load and Resistance Factor Bridge Design Specification*. American Association of State Highways Transportation Officials, DC, Washington, 1994.
- [12] AASHTO LRFR — *Manual for Condition Evaluation and Load and Resistance Factor Rating of Highways*. American Association of State Highways Transportation Officials, DC, Washington, 2003.