

Monitorização do comportamento dinâmico da Ponte de São João

Monitoring of São João Bridge dynamic behaviour

Xu Min
L. Oliveira Santos
Naim Suleyman

Resumo

A ponte ferroviária de São João, sobre o rio Douro, na cidade do Porto, é uma estrutura de betão armado pré-esforçado, com uma extensão total de 1028,8 m. Projetada pelo Prof. Edgar Cardoso, esta obra de arte foi inaugurada em 1991.

A ponte foi instrumentada durante a construção tendo em vista a caracterização experimental do seu comportamento estrutural estático, com base em campanhas periódicas. Em 2007 foi efetuada a modernização do sistema instalado, visando fundamentalmente a automatização das medições. Posteriormente foi instalado um sistema de monitorização de vibração contínua. Para a identificação de características dinâmicas da estrutura em tempo real, a partir das acelerações adquiridas, foi desenvolvido um procedimento automático, com base no método de identificação estocástica em subespaços usando as funções de correlação (SSI-COV) e a análise de *clusters*.

Nesta comunicação é apresentada a metodologia desenvolvida e os resultados obtidos durante um ano e meio de monitorização.

Abstract

São João Railway Bridge, crossing the River Douro, in Oporto, is a prestressed concrete structure, with a main span of 250 m and a total length of 1028,8 m. Designed by Prof. Edgar Cardoso, the bridge is open to traffic since 1991.

This bridge was instrumented during the construction and its static structural behaviour has been experimentally followed since then, based on periodical measurements. In 2007, this system was upgraded in order to introduce automatic data acquisition. In 2014, a vibration-based continuous monitoring system was installed on the bridge. In order to achieve the identification of modal parameters of the structure on real-time, based on the measurement of accelerations, an automatic procedure was developed, using the COVariance driven Stochastic Subspace Identification technique (SSI-COV) and cluster analysis.

This paper presents the methodology developed and the main results obtained during a year and a half.

Palavras-chave: Ponte ferroviária / Monitorização dinâmica contínua / Análise modal operacional / Ensaios de vibração ambiente

Keywords: Railway bridge / Continuous dynamic monitoring / Operational modal analysis / Ambient vibration tests

Xu Min

Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas
Lisboa, Portugal
xumin@lnec.pt

L. Oliveira Santos

Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas
Lisboa, Portugal
luis.osantos@lnec.pt

Naim Suleyman

Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
Lisboa, Portugal
naim.suleyman.ss@gmail.com

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

MIN, X. [et al.] – Monitorização do comportamento dinâmico da Ponte de São João. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 5. ISSN 2183-8488. (novembro 2017) 99-108.

1 Introdução

A caracterização experimental do comportamento dinâmico das estruturas é uma ferramenta eficaz na avaliação da segurança estrutural. O progressivo desenvolvimento de técnicas de identificação dos parâmetros modais da estrutura, designadamente as frequências e configurações dos modos de vibração e os coeficientes de amortecimento, e a sua aplicação com sucesso na realização de ensaios ambientais motivaram a sua progressiva integração em sistemas da monitorização de integridade estrutural, em particular de obras de grande importância, dimensão ou complexidade.

O elevado volume de informação gerado por um sistema de monitorização dinâmica torna necessário o desenvolvimento de algoritmos que realizem de forma automática o processamento dessa informação, extraindo os parâmetros modais da estrutura e possibilitando, desta forma, a avaliação da integridade estrutural.

A ponte de São João sobre o rio Douro, no Porto, foi instrumentada durante a construção, tendo sido observado o seu comportamento estrutural estático desde então. Mais recentemente foi introduzida uma componente dinâmica no sistema de monitorização que, embora de pequena expressão, permite complementar significativamente a informação sobre o comportamento estrutural desta obra de arte. Nestas circunstâncias foi desenvolvido um procedimento para estimar de forma automática e integrada os parâmetros modais a partir das acelerações medidas, baseado no método de identificação estocástica em subespaços aplicando as funções de correlação (SSI-COV) e a análise de *clusters*.

Na presente comunicação, após uma breve descrição da ponte de São João e do seu sistema de monitorização dinâmica, apresenta-se a metodologia desenvolvida para a extração automática das características modais da estrutura, bem como os resultados obtidos nesta ponte durante o período de um ano e meio.

2 Descrição da estrutura

A ponte ferroviária de S. João, sobre o rio Douro, na cidade do Porto, é uma estrutura de betão armado pré-esforçado (Figura 1). Projetada pelo Prof. Edgar Cardoso e construída pelo consórcio FERDOURO-ACE, a ponte é contínua com os viadutos de acesso, com uma extensão total de 1028,8 m [1]. A plataforma ferroviária é constituída por laje de via, uma superestrutura sem travessas e sem balastro (Figura 2).

O atravessamento do rio Douro realiza-se através de um tramo principal com 250 m de vão e dois tramos adjacentes com 125 m de vão (Figura 3). O tabuleiro é constituído por uma viga caixão bicelular, cuja altura varia entre 14 m, sobre os pilares, e 7 m, a meio vão. Nos três tramos centrais da ponte foi aplicado um sistema de pré-esforço exterior constituído por 14 cabos de 5000 kN, divididos pelo interior das duas células, estando prevista, em caso de necessidade, a possibilidade de aumentar este número até 20 cabos [2].

Os pilares principais E1 e D1 têm uma altura de 50 m, com uma secção transversal que é circular na base do pilar, passando a retangular com o seu desenvolvimento em altura.



Figura 1 Vista geral da ponte de São João



Figura 2 Vista da plataforma ferroviária

A ligação do tabuleiro aos pilares é contínua nos pilares centrais (E1 e D1), sendo efetuada através de aparelhos de apoio fixos nos restantes casos, com exceção do pilar E7 onde há um apoio “pendular”.

Nos extremos do tabuleiro, junto aos encontros, existem sistemas de ligação especiais que permitem a livre deformação do tabuleiro para solicitações lentas, como a temperatura e os efeitos diferidos, mas que asseguram a transmissão de esforços horizontais resultantes de ações rápidas, como frenagens ou sismos.

A ponte está classificada na categoria D4 de União Internacional dos Caminhos de ferro (UIC), permitindo uma velocidade máxima de 120 km/h.

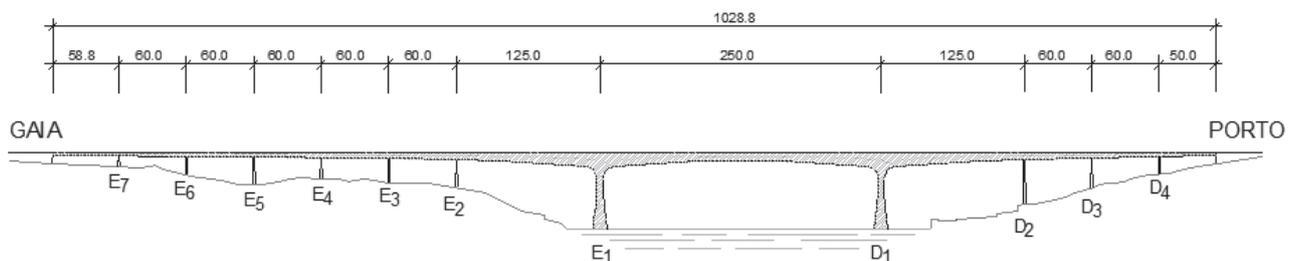


Figura 3 Alçado da ponte de São João

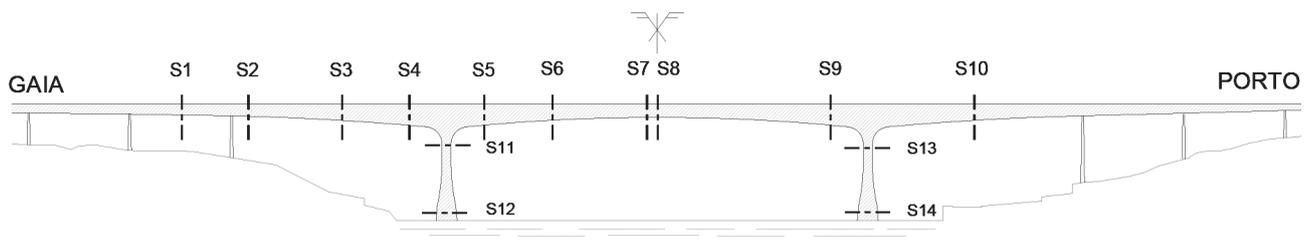


Figura 4 Ponte de São João: localização das secções instrumentadas

3 O sistema de monitorização da integridade estrutural

Os trabalhos de observação da estrutura realizados pelo LNEC iniciaram-se em outubro de 1986, tendo a instalação de equipamento decorrido ao longo da construção, até à entrada em serviço da ponte, em junho de 1991 [3]. A observação do comportamento estrutural consistiu na medição de extensões e temperaturas em diversas secções da estrutura: 10 secções no tabuleiro e 4 nos dois pilares principais (Figura 4). Na base e no topo dos pilares principais foram instaladas bases de clinómetro de bolha de ar.

Em 2007 foi efetuada a modernização da instrumentação efetuada, visando fundamentalmente a automatização das medições, o acesso remoto aos dados bem como o seu processamento em tempo real. Para esse efeito, foram instalados novos sensores para a medição de deslocamentos verticais, dos movimentos das juntas de dilatação e das rotações, bem como uma rede local em fibra ótica, os *loggers* necessários à automatização das medições, um *router* e um computador industrial [4].

Em 2014, foi instalado um sistema de monitorização dinâmica permanente, constituído por seis acelerómetros uniaxiais e um sistema de aquisição *Gantner* [5]. Os acelerómetros foram instalados no tramo principal, três orientados transversalmente, nas secções junto aos pilares E1 e D1 e de meio vão, e três verticalmente, nas secções de quarto de vão e de meio vão do tramo central.

O processo de aquisição é controlado por um programa desenvolvido no LNEC [6]. A frequência de aquisição é de 250 Hz e, conseqüentemente, em cada hora são obtidos ficheiros de registo em formato binário com cerca de 24 MB.

4 Análise modal operacional

4.1 Considerações gerais

A Análise Modal Operacional (*Operational Modal Analysis, OMA*) é um procedimento de identificação de características dinâmicas de estrutura baseada nas respostas das estruturas quando excitadas em condições de operação, como é o caso das ações ambientais ou de tráfego. Utilizando a técnica de identificação modal estocástica, são estimados parâmetros modais dos modos de vibração naturais, tais como frequências, configurações e coeficientes de amortecimento.

Sendo um método paramétrico no domínio do tempo, o método de identificação estocástica em subespaços (SSI) consiste na identificação das matrizes da representação de estado de sistemas estocásticos no tempo discreto, ou seja, apenas com base na resposta dos sistemas [7]. A identificação modal é efetuada em

duas fases: são estimadas as funções de covariância (ou funções de correlação, para os processos estocásticos com média nula) e, em seguida, é efetuado o ajuste de modelos com vista à identificação dos parâmetros modais dos sistemas.

4.2 Pré-processamento de dados

Antes da análise de identificação modal, os registos de aceleração são objeto de um pré-processamento que consistiu nas seguintes operações:

- Remoção da componente contínua ou de tendências lineares.
- Filtragem passa-baixo com um filtro de tipo Butterworth de ordem 8 para remover componentes de alta frequência que não têm interesse para a banda de frequências que se pretende analisar.
- Decimação dos registos para reduzir o tempo do processamento sem que haja qualquer perda de informação na banda de frequências de interesse para a estrutura em causa.

A identificação modal estocástica é efetuada com base na resposta das estruturas às ações ambientais, assumindo-se a hipótese de as forças de excitação serem idealizáveis através de um processo estocástico gaussiano de tipo ruído branco (com densidade espectral constante) com média nula. Contudo, no caso das pontes ferroviárias, a vibração da estrutura registada durante o seu funcionamento não se enquadra totalmente nesta condição, uma vez que ocorrem três tipos de vibração:

- Vibração forçada durante a passagem de comboio;
- Vibração livre imediatamente depois do comboio sair da ponte;
- Vibração ambiental causada pela ação de vento nos intervalos de passagem de comboios.

A passagem dos comboios, particularmente, comboios de carga, introduz um acréscimo de massa considerável na estrutura, que provoca alterações no seu comportamento dinâmico. A amplitude das vibrações também aumenta significativamente durante essas passagens. Na Ponte de São João, por exemplo, a aceleração vertical a meio vão do tramo central pode ser superior a 400 mg durante a passagem de comboio, enquanto nos intervalos entre as passagens é inferior a 1 mg (Figura 5a).

Apesar da sua curta duração, o valor eficaz (RMS) das vibrações forçadas é significativamente maior do que o das vibrações ambientais, o que introduz perturbações nas características dinâmicas da estrutura a identificar (Figura 5b).

A eliminação das vibrações provocadas pelas passagens de comboio é efetuada com base no critério de valor eficaz (RMS) dos dados pré-processados. O valor máximo do RMS para que a vibração seja considerada ambiental é ajustado para a obra em monitorização. Para a Ponte de São João, considera-se a vibração ambiental se o RMS de aceleração for inferior a 0,2 mg. Como resultado o espectro obtido a partir da vibração ambiental permite identificar de uma forma clara os picos de ressonância (Figura 5b).

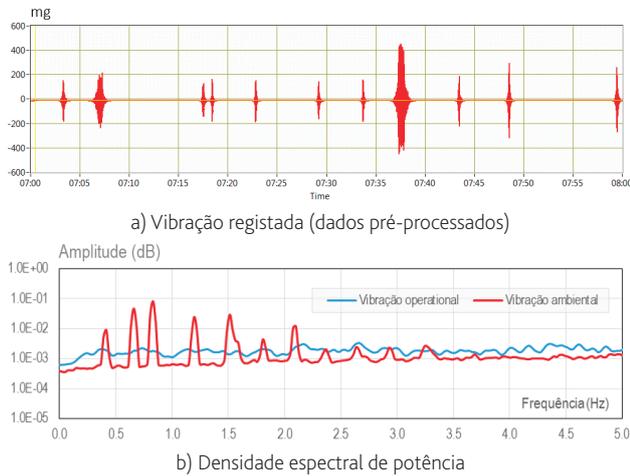


Figura 5 Vibração registada e densidade espectral de potência das vibrações operacional e ambiental

4.3 Método de decremento aleatório

Na metodologia apresentada, para estimar funções de correlação das respostas estruturais é utilizada a técnica de Decremento Aleatório (*Random Decrement, RD*). Nos processos estocásticos estacionários gaussianos de média nula, as funções de Decremento Aleatório (*RD*) são proporcionais às funções de correlação das respostas ou às suas primeiras derivadas em relação ao tempo [8],[9].

As funções *RD* são calculadas através duma média de amostras dos registos de resposta, sob uma condição inicial, neste caso, de passagem por um nível. Para a minimização da variância das funções *RD*, o nível ótimo que deve ser considerado é $a = \sqrt{2}\sigma_x$, onde σ_x é o desvio padrão da série que está a ser analisada [10].

4.4 Método de identificação estocástica em subespaços (SSI-COV)

O método de identificação estocástica em subespaços baseado na análise das funções de correlação da resposta dos sistemas (SSI-COV) baseia-se fundamentalmente na expressão de fatorização das funções de correlação R , em que C é a matriz de resposta, A é a matriz de estado e G é a matriz de covariância entre os estados seguintes e as respostas:

$$R_k = CA^{k-1}G \quad (1)$$

As funções de correlação são organizadas numa matriz de *Hankel*, H , sob a seguinte forma:

$$H_0 = \begin{bmatrix} R_1 & R_2 & R_3 & \dots & R_q \\ R_2 & R_3 & R_4 & \dots & R_{q+1} \\ R_3 & R_4 & R_5 & \dots & R_{q+2} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ R_p & R_{p+1} & R_{p+2} & \dots & R_{p+q-1} \end{bmatrix} \quad H_1 = \begin{bmatrix} R_2 & R_3 & R_4 & \dots & R_{q+1} \\ R_3 & R_4 & R_5 & \dots & R_{q+2} \\ R_4 & R_5 & R_6 & \dots & R_{q+3} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ R_{p+1} & R_{p+2} & R_{p+3} & \dots & R_{p+q} \end{bmatrix} \quad (2)$$

onde H_1 é deslocado por um intervalo de tempo em relação à matriz H_0 .

Verifica-se que a matriz de *Hankel* das funções de correlação é o produto da matriz de observabilidade (O_p) e da matriz de controlabilidade estocástica (Γ_q):

$$H_0 = O_p \Gamma_q; \quad H_1 = O_p A \Gamma_q \quad (3)$$

Aplicando o algoritmo de decomposição em valores singulares (SVD) à matriz de *Hankel* H_0 , pode-se determinar as matrizes O_p e Γ_q e, conseqüentemente, os parâmetros modais (Φ, ω, ξ) [8].

4.5 Automatização do processo de identificação modal

Nos métodos paramétricos, a análise modal é efetuada para modelos paramétricos de ordens crescentes. Os polos obtidos são comparados entre si, em termos de frequências, coeficientes de amortecimento e configurações modais.

Para avaliar a semelhança entre as configurações modais dos polos i e j utiliza-se coeficiente MAC_{ij} (*Modal Assurance Criterion* [11]):

$$MAC_{ij} = \frac{|\mu_i^T \mu_j|^2}{(\mu_i^T \mu_i)(\mu_j^T \mu_j)} \quad (4)$$

No caso dos modos complexos, aplica-se o critério $MACX_{ij}$ [12]:

$$MACX_{ij} = \frac{(|\mu_i^* \mu_j| + |\mu_i^T \mu_j|)^2}{(\mu_i^* \mu_i + |\mu_i^T \mu_i|)(\mu_j^* \mu_j + |\mu_j^T \mu_j|)} \quad (5)$$

onde μ_i e μ_j são vetores associados aos polos i e j , $*$ é o conjugado transposto do vetor complexo e T é a matriz transposta.

Se a diferença entre polos de ordens sequenciais é inferior a um critério predefinido, então esses polos são considerados estáveis. A visualização do diagrama de estabilização permite a identificação dos modos de vibração naturais da estrutura e a eliminação dos polos numéricos ou de ruído, uma vez que os polos que correspondem ao mesmo modo de vibração da estrutura têm parâmetros modais semelhantes em várias ordens (Figura 6).

Para automatizar o processo da identificação dos modos de vibração naturais, na metodologia proposta a seleção dos polos estáveis é efetuada com a técnica de análise *cluster*, utilizando o critério de Distância Euclidiana [13]:

$$d_{i-j} = \left| \frac{f_i - f_j}{f_i} \right| + (1 - MAC_{ij}) \quad (6)$$

onde f_i e f_j são as frequências estimadas.

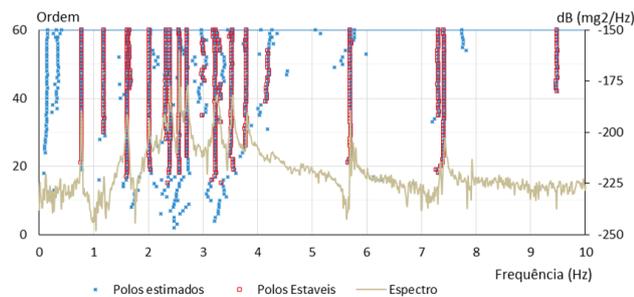


Figura 6 Diagrama de estabilização

Quanto mais pequena for a distância entre dois polos, d_{ij} , maior será o grau de semelhança entre os modos que esses polos representam. Se a d_{ij} é inferior a um limite preestabelecido, considera-se que os modos são semelhantes e os correspondentes polos são reunidos no mesmo grupo (*cluster*).

Para o efeito, o critério de distância Euclidiana deve ser escolhido de forma a evitar a inclusão de polos que correspondem a diferentes modos de vibração no mesmo grupo. No entanto, se a distância for demasiado pequena, pode-se correr o risco de separar os polos que estão associados ao mesmo modo de vibração. No procedimento proposto, o limite de distância Euclidiana é ajustado para 0,01. A separação dos grupos (*clusters*) é efetuada em duas fases.

Na primeira fase, são formados grupos (*clusters*) em que a distância mínima entre um polo e os outros é inferior ao limite predefinido. Os polos com coeficiente de amortecimento superior a 10% são eliminados.

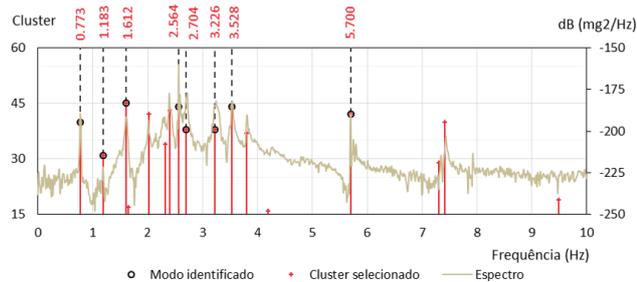


Figura 7 Clusters selecionados e frequências medianas dos modos verticais identificados

Os modos de vibração naturais estão presentes nos modelos de diferentes ordens e, em muitos casos, a partir da baixa ordem (Figura 6). Assim, é expectável que os grupos correspondentes aos modos de vibração reais sejam aqueles com maior número de polos. No entanto, os modos pouco excitados (com pouco peso na resposta estrutural) são apenas estabilizados em ordens superiores. Se se pretende identificar um maior número possível dos modos de vibração deve-se selecionar um número mais abrangente de grupos (Figura 7), o que pode levar a incluir grupos que não estejam associados com modos de vibração reais.

Na fase seguinte, é avaliada a convergência dos polos dos grupos selecionados. Nesta fase, a convergência dos coeficientes de amortecimento também é analisada.

Considera-se que dois polos do mesmo *cluster* são convergentes se a distância Euclidiana entre eles está dentro do limite definido e se a diferença dos seus coeficientes de amortecimento modais é inferior a 5%. Se um polo não convergir com um número mínimo de elementos do mesmo grupo, esse polo será eliminado.

Como resultado final, são obtidos modos de vibração representados pelos polos convergidos. Os parâmetros modais (frequência natural, coeficiente de amortecimento e configuração modal) são valores medianos de cada grupo.

5 Identificação das características dinâmicas da ponte de São João

5.1 Considerações gerais

A aplicação da metodologia desenvolvida à ponte de São João foi acompanhada da modelação numérica do comportamento dinâmico da ponte e da realização de um ensaio dinâmico ambiente, no qual foram medidas as acelerações verticais, transversais e longitudinais em diversas secções dos três tramos principais, que permitiram a determinação das configurações dos modos de vibração globais.

5.2 Modelação numérica

A análise do comportamento estrutural da ponte de São João foi efetuada com base num modelo numérico da estrutura, desenvolvido no LNEC [14]. Para a interpretação dos resultados obtidos pelo sistema de monitorização de integridade estrutural e do ensaio dinâmico de vibração, o modelo foi aperfeiçoado e ajustado, recorrendo ao programa SAP2000 [15]. O tabuleiro e os pilares foram modelados através de 154 elementos de barra de secção variável (Figura 8).

A ligação entre o tabuleiro e os pilares principais E1 e D1 é rígida, materializada através de *body constraints*. Os apoios do tabuleiro sobre os restantes pilares e os encontros foram modelados através de elementos de ligação, admitindo-se livres as respetivas rotações.

Os apoios do tabuleiro nos encontros são móveis na direção longitudinal. No entanto, foi considerada uma rigidez nessa direção nos elementos de ligação linear, simulando a contribuição dos aparelhos antissísmicos. Todos os pilares foram considerados encastrados na base.

Devido à elevada percentagem de aço incorporado na estrutura, o peso volúmico do betão foi considerado de 26 kN/m³. Consideraram-se, ainda, massas adicionais de 30 kN/m, correspondentes às restantes cargas permanentes.

Os valores obtidos são apresentados juntamente com os valores experimentais.

5.3 Ensaio de medição de vibração ambiental

No ensaio de medição de vibração ambiente foram utilizados 8 acelerómetros unidireccionais (modelo *EpiSensor* ES-U), dos quais dois se mantiveram fixos em pontos de referência predefinidos, enquanto os restantes acelerómetros foram sendo sucessivamente

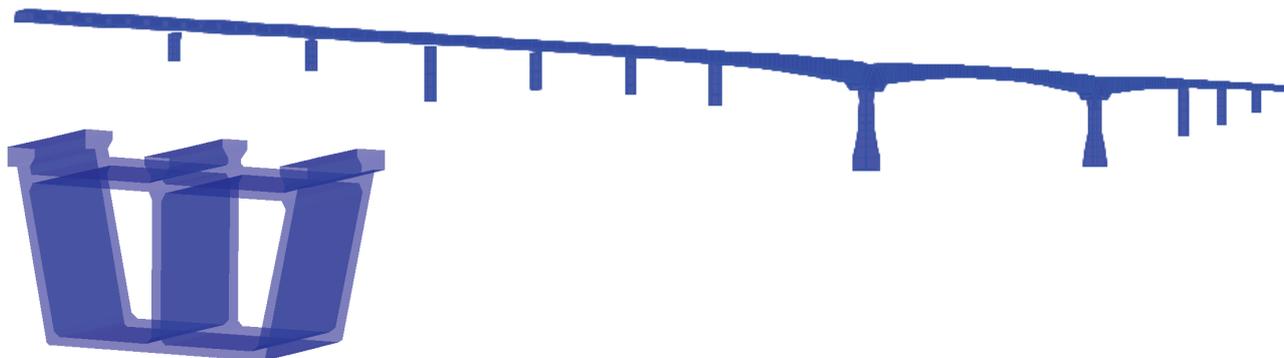


Figura 8 Modelo numérico da ponte de São João

colocados em diferentes pontos para medição das vibrações verticais, transversais e longitudinais. No total, foram efetuados 9 *setups* e foram registadas acelerações em 20 pontos, distribuídos ao longo do tabuleiro dos três tramos principais.

A identificação da frequência, coeficiente de amortecimento e configuração dos modos de vibração, foi efetuada através do método aperfeiçoado de decomposição no domínio da frequência (EFDD) implementado no programa *ARTEMIS Extractor* [16].

Foram assim identificados 28 modos naturais de vibração, cujas frequências e coeficientes de amortecimento são comparados no item seguinte com os valores identificados pelo sistema de monitorização de integridade estrutural.

5.4 Características identificadas ao longo do tempo

O processamento automático dos registos, que se efetua separadamente para as acelerações verticais e transversais, inicia-se com o seu pré-processamento, que consiste na utilização de um filtro passa-baixo a 10 Hz e na sua decimação para uma frequência de amostragem de 25 Hz, após o que são eliminadas as vibrações associadas às passagens de comboio.

Os ficheiros binários e os dados pré-processados são guardados no computador local durante um período, previamente definido em função do espaço disponível do disco. Os valores máximos e RMS das acelerações, os resultados obtidos pelo método de identificação estocástica em subespaços (SSI COV) e os modos identificados são enviados para um servidor de base de dados.

A Figura 9 apresenta as frequências medianas dos *clusters* selecionados a partir das acelerações verticais e transversais, utilizando a metodologia proposta. As frequências correspondentes aos modos de vibração globais estão presentes de forma contínua ao longo do período em apreço.

Recorrendo ao modelo numérico e comparando com os resultados do ensaio dinâmico de vibração é possível confirmar que essas frequências realmente correspondem aos modos de vibração globais da estrutura, como se apresenta na Figura 10. Nota-se um melhoramento na identificação dos modos de vibração globais a

partir de julho de 2015, efeito do aperfeiçoamento do processamento automático, nomeadamente, a eliminação das vibrações excessivas e o aumento da ordem dos modelos paramétricos de 40 para 60.

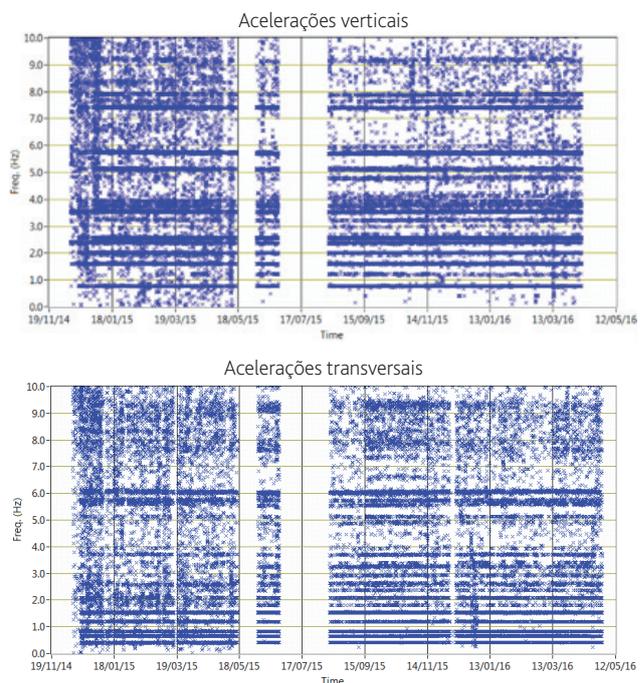


Figura 9 Frequências dos *clusters* selecionados

Os valores médios e os desvios padrão das frequências e os coeficientes de amortecimento dos modos identificados são apresentados no Quadro 1. Verifica-se que as frequências dos modos de vibração variam pouco ao longo do tempo, sendo os desvios padrão inferiores a 0,03 Hz.

A temperatura e a humidade relativa afetam as propriedades do material. O tráfego ferroviário, caracterizado pelo peso, comprimento e velocidade dos comboios e os intervalos entre as passagens, induz distintas respostas dinâmicas da estrutura. Todos estes fatores podem influenciar os parâmetros modais. Mas a

temperatura é um dos principais fatores que estão na origem da variação das frequências identificadas, como se mostra a Figura 11.

Quadro I Frequência e coeficiente de amortecimento dos modos de vibração

Nº	SHM		Ensaio de vibração		Modelo		
	f (Hz)		ξ (%)				
	Média	SD	Media	SD			
Modos transversais							
1	0,406	0,002	0,07	0,06	0,405	1,96	0,406
2	0,656	0,002	0,10	0,07	0,675	1,26	0,684
3	0,825	0,002	0,08	0,04	0,823	1,05	0,829
4	1,196	0,004	0,09	0,05	1,193	0,73	1,160
5	1,530	0,010	0,26	0,19	1,530	0,95	1,516
6	2,086	0,011	0,31	0,38	2,089	0,66	1,935
7	2,366	0,015	0,45	0,37	2,364	0,89	2,261
8	2,918	0,026	0,68	0,54	2,958	1,11	2,965
9	3,251	0,024	0,80	0,45	3,247	1,07	3,395
10	3,700	0,016	0,47	0,47	3,711	0,43	3,818
11	5,669	0,068	0,92	0,79	5,727	0,36	–
12	6,045	0,030	1,62	0,61	6,020	0,94	6,268
Modo longitudinal							
1	1,213	0,023	0,52	0,29	1,223	1,86	1,229
Modos verticais							
1	0,772	0,003	0,09	0,05	0,770	1,08	0,770
2	1,608	0,008	0,25	0,21	1,605	0,85	1,715
3	2,011	0,008	0,18	0,14	2,004	0,90	1,881
4	2,389	0,016	0,23	0,26	2,395	0,61	2,244
5	2,555	0,012	0,25	0,16	2,576	0,61	2,544
6	3,226	0,023	0,59	0,58	3,214	0,86	3,362
7	3,533	0,020	0,60	0,62	3,520	0,42	3,693
8	5,124	0,021	0,47	0,23	5,154	0,79	5,248
9	5,717	0,018	0,48	0,26	5,711	0,27	5,877
10	7,405	0,016	0,42	0,62	7,418	0,50	7,658
11	9,181	0,043	1,40	1,03	9,133	0,92	9,648
Modos de torção							
1	3,826	0,019	0,36	0,35	3,827	0,60	–
2	4,788	0,035	0,88	0,67	4,708	0,89	–
3	7,658	0,029	0,79	0,95	7,667	0,41	–
4	7,886	0,024	0,55	0,61	7,891	0,23	–

A relação entre a temperatura e a frequência é quase linear. Este comportamento verifica-se em todos os modos de vibração identificados e a sensibilidade térmica aumenta para os modos de vibração de ordem superior.

As frequências calculadas são comparadas com as frequências medianas identificadas ao longo do tempo, através do sistema de monitorização e do ensaio de vibração (Quadro I). Verifica-se uma boa concordância entre os valores obtidos experimentalmente e através do modelo numérico.

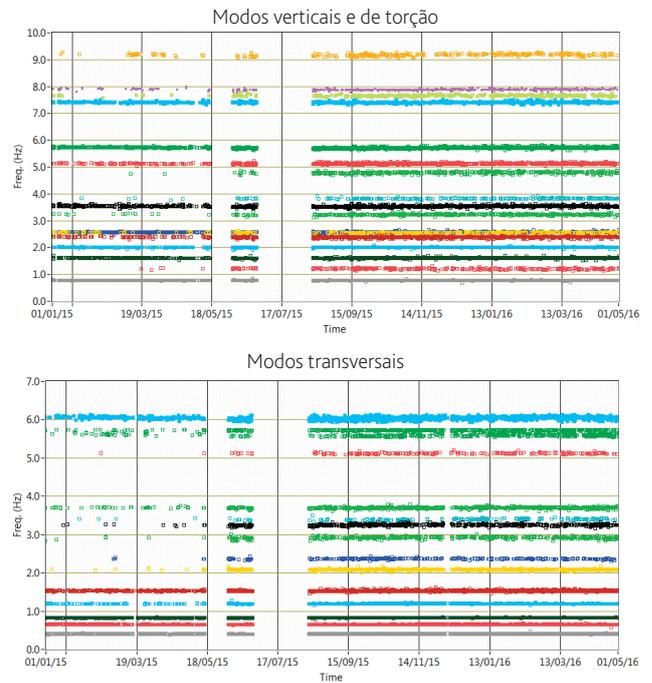


Figura 10 Frequência dos modos de vibração globais da ponte de São João

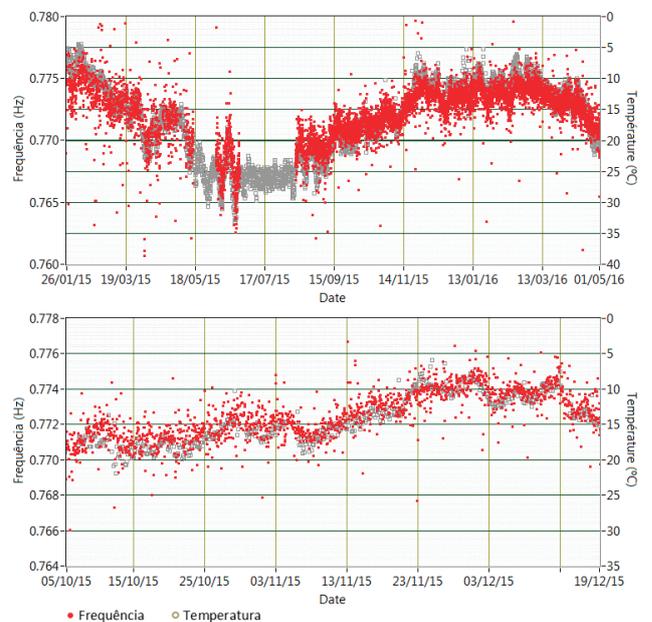


Figura 11 Frequência do 1º modo de vibração vertical e temperatura

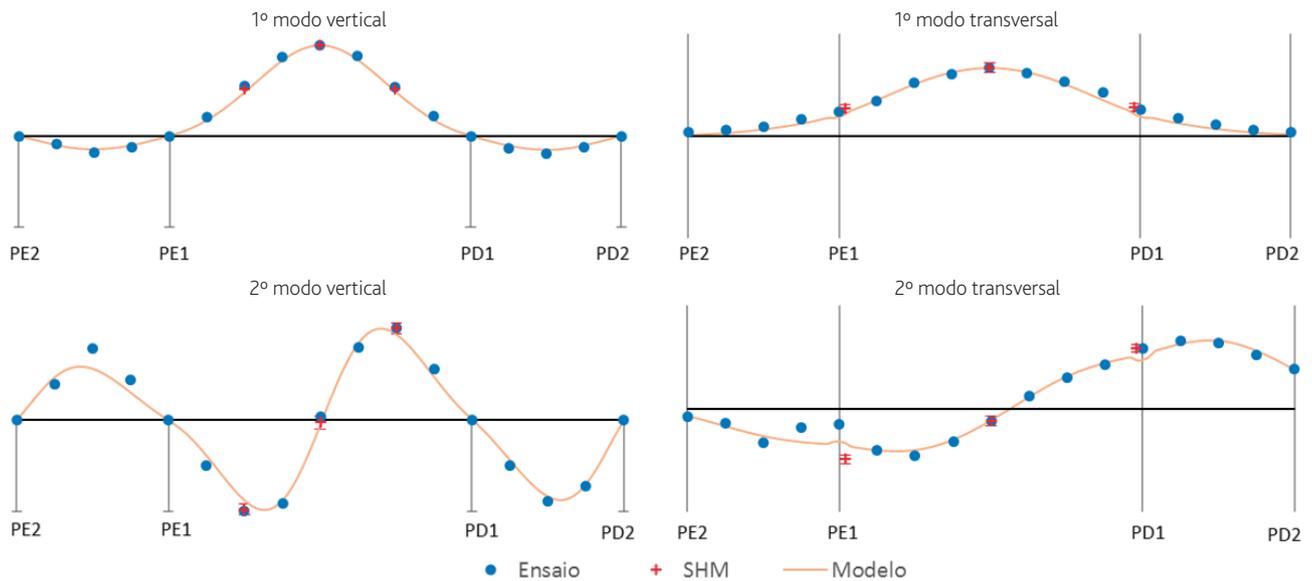


Figura 12 Configuração dos modos identificados

As configurações dos 1º e 2º modos verticais e transversais, identificadas no ensaio e pelo SHM, estão apresentadas na Figura 12, juntamente com as configurações obtidas pelo modelo numérico.

6 Conclusões

A caracterização dinâmica da estrutura, baseada nas vibrações registadas durante o seu funcionamento, permite uma avaliação do estado global da estrutura em tempo real.

Foi desenvolvido um processamento automático de análise modal operacional, associado ao sistema de monitorização dinâmica permanente. A metodologia proposta usa o método de identificação estocástica em subespaços com base nas funções de correlação (SSI-COV), recorrendo à técnica de Decremento Aleatório (RD) para obter funções de correlação das respostas estruturais. A seleção automática dos parâmetros modais é realizada através da análise de *clusters* segundo os critérios de distância Euclidiana.

O ensaio dinâmico de vibração foi realizado com o objetivo de obter com maior detalhe/definição os parâmetros modais, possibilitando a calibração do modelo numérico. O modelo numérico calibrado é uma importante referência para a interpretação dos resultados experimentais.

Os resultados obtidos na ponte ferroviária de São João, no Porto, permitiram verificar a eficácia do método desenvolvido. Com efeito, com apenas três acelerómetros em cada direção, foi possível identificar um número significativo dos modos de vibração, embora nestas circunstâncias as configurações modais sejam obtidas com pouca definição, o que dificultaria a correspondência entre os modos identificados e os calculados. Nesse sentido a realização de um ensaio com um maior número de pontos de medição revelou-se da maior utilidade.

A evolução dos parâmetros modais ao longo do ano evidencia a influência da temperatura nos parâmetros modais. Esta influência

tem de ser considerada num procedimento de identificação de danos.

Agradecimentos

Os autores agradecem à Infraestruturas de Portugal a possibilidade de apresentar este trabalho.

Referências

- [1] Cardoso, E. – "Ponte sobre o rio Douro e seus acessos. Projecto de execução", Lisboa, 1984.
- [2] Bastos, J. – "External prestressing system in the new S. João Bridge". *Workshop behaviour of external prestressing in Structures*. Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France: Association Française Pour la Construction, 1993, pp. 397-404.
- [3] Castanheta, M. – "Observação da nova ponte ferroviária sobre o rio Douro", *Relatório 52/93-NOE*, LNEC, 1993.
- [4] Santos, L. O. – "Upgrading of São João bridge structural health monitoring system" in *IABSE International Symposium on Sustainable Infrastructure: Environment Friendly, Safe and Resource Efficient*, Bangkok, Thailand, 2009.
- [5] Gantner Instruments GmbH – *Q.series / e.series System Guide*, Vers. No.1.31 2011.
- [6] Reis, J.; Costa, C. O. – *CABRIAQUIS. Manual do utilizador. Relatório 211/2009* – NSE. LNEC, 2009.
- [7] Peeters, B. – *System Identification and Damage Detection in Civil Engineering*. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, K. U. Leuven, Belgium, 2000.
- [8] Rodrigues, J. – *Identificação Modal Estocástica – Métodos de Análise e Aplicações em Estruturas de Engenharia Civil*. Tese de doutoramento, Universidade do Porto, 2004.

- [9] Rodrigues J.; Brincker, R. – “Application of the random decrement technique in operational modal analysis”. *Proceedings of the 1st International Operational Modal Analysis Conference*, 2005.
- [10] Asmussen, J. C. – *Modal analysis based on the random decrement technique – Application to civil engineering structures*. PhD Thesis, Department of Building Technology and Structural Engineering, University of Aalborg, Denmark, 1997.
- [11] Allemang, R. J.; Brown, D. L. – “A correlation coefficient for Modal Vector Analysis”. *IMAC I*, Orlando, USA, 1982.
- [12] Vacher, P.; Jacquier, B.; Buchard, A. – “Extensions of the MAC criterion to complex modes”. *ISMA2010-USD2010*, Leuven, Belgium, 2010.
- [13] Magalhães, F. – *Operational modal analysis for testing and monitoring of bridges and special structures*. PhD Thesis, Faculty of Engineering, University of Porto, Portugal, 2010.
- [14] Santos, L. O. – *Observação e análise do comportamento diferido de pontes de betão*, Tese de doutoramento. IST, Portugal, 2001.
- [15] Computers and Structures – SAP2000 Structural Analysis Program. Version 17.3.0., 2010.
- [16] Structural Vibration Solutions – ARTeMIS Extractor Handy, Release 3.5, Denmark, 2005.