

## Calibração e validação experimental de um modelo numérico da ponte ferroviária da Cascalheira

Gabriel Saramago<sup>1</sup>, Diogo Ribeiro<sup>2</sup>, Pedro Aires Montenegro<sup>3</sup>, Jorge Leite<sup>2</sup>, Artur Silva<sup>3</sup>, Sergio Hampshire<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica / [gabrielsaramago@gmail.com](mailto:gabrielsaramago@gmail.com) / [sergiohampshire@poli.ufrj.br](mailto:sergiohampshire@poli.ufrj.br)

<sup>2</sup>CONSTRUCT-LESE, Instituto Superior de Engenharia do Porto / [dr@isep.ipp.pt](mailto:dr@isep.ipp.pt) / [jleite.eng@gmail.com](mailto:jleite.eng@gmail.com)

<sup>3</sup>CONSTRUCT-LESE, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia / [paires@fe.up.pt](mailto:paires@fe.up.pt) / [aipsilva@fe.up.pt](mailto:aipsilva@fe.up.pt)

### Resumo

O presente artigo descreve a avaliação experimental e numérica do comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária, a Ponte Cascalheira, pertencente à Linha do Norte da rede ferroviária de Portugal. A ponte é formada por dois meios tabuleiros do tipo *filler beam*, cada um deles acomodando uma via ferroviária. O estudo incluiu o desenvolvimento de um modelo numérico de elementos finitos no programa ANSYS<sup>®</sup> e a realização de ensaios *in situ* de caracterização dinâmica da estrutura, nomeadamente um ensaio de vibração ambiental, para a determinação das frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento, e um ensaio de vibração forçada para a passagem de tráfego ferroviário, em particular o trem Alfa Pendular. O modelo numérico da ponte é calibrado com recurso a uma metodologia iterativa baseada em algoritmos genéticos implementada no programa MATLAB<sup>®</sup>. A calibração é baseada nos parâmetros modais identificados, em particular em quatro frequências e modos de vibração, e possibilita a estimativa de cinco parâmetros do modelo numérico relacionados com as propriedades mecânicas do concreto do tabuleiro, dos aparelhos de apoio e do balastro na zona da junta longitudinal entre os meios tabuleiros.

Por último, a validação do modelo numérico é realizada comparando a resposta em acelerações da estrutura sob a ação de tráfego obtida por via numérica, por meio de análises dinâmicas com interação veículo-estrutura, e a obtida por experimental, através do ensaio dinâmico sob a ação de tráfego. Os resultados do modelo numérico calibrado demonstraram uma melhor concordância com os resultados experimentais com base nas acelerações avaliadas em quatro pontos de medição localizados nos dois meios tabuleiros.

### Palavras-chave

Ponte ferroviária; modelação numérica; ensaios dinâmicos; algoritmo genético; análise dinâmica.

### Introdução

No contexto atual de constante evolução e globalização, o meio de transporte ferroviário assume um papel cada vez mais relevante na sociedade. Associado ao progresso tecnológico, científico e econômico, torna-se fundamental o desenvolvimento de infraestruturas, de forma a possibilitar a mobilidade rápida e eficaz, diminuindo o tempo e o custo de transporte. Os efeitos dinâmicos devido à passagem de trens em pontes ferroviárias são determinantes para o dimensionamento deste tipo de estrutura. Estes efeitos assumem grande importância tanto para a construção de novas estruturas, quanto para o aumento da velocidade de circulação de trens nas pontes existentes.

Com o aumento da velocidade dos trens, novos desafios surgiram ao nível de comportamento dinâmico das estruturas integradas nas respetivas vias e, portanto, de suma importância a caracterização das estruturas das pontes ferroviárias existentes, possibilitando a determinação do comportamento dinâmico para a adaptação da

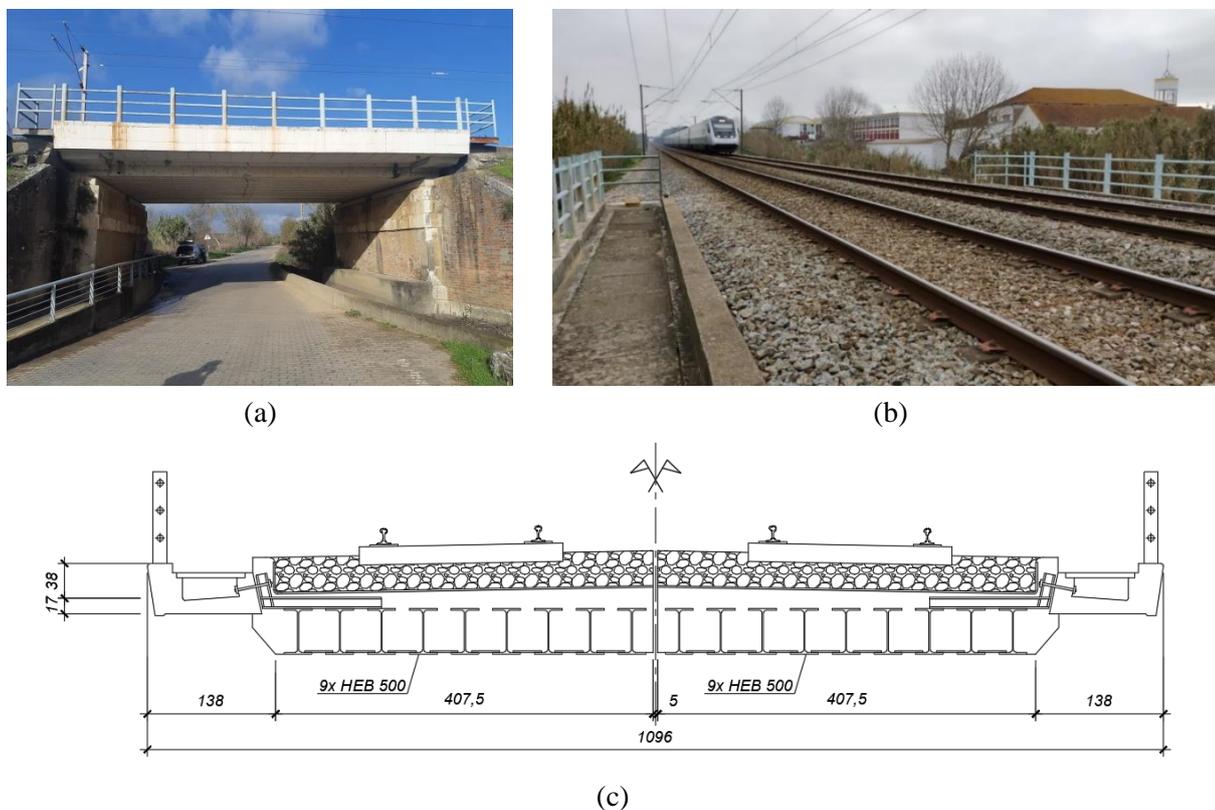
via em busca de atender às novas necessidades. Pontes ferroviárias são estruturas sujeitas a cargas móveis de alta intensidade, onde os efeitos dinâmicos podem atingir valores significativos.

Exemplos recentes de estudos sobre a dinâmica de pontes e viadutos ferroviários usando modelos de interação veículo-estrutura (Zhang *et al.*, 2016), e a respeito da calibração e validação de modelos numéricos de pontes ferroviárias podem ser encontrados em Ribeiro *et al.* (2012), Malveiro *et al.* (2013) e Ticona Melo *et al.* (2020), onde os autores estudam os efeitos dinâmicos em uma ponte devido à passagem de um trem de alta velocidade.

### Modelação numérica da Ponte da Cascalheira

A Ponte da Cascalheira é apresentada na Figura 1. A estrutura pertence à linha norte de Portugal, situada no km 100,269. Atualmente, a velocidade máxima de circulação de trens na via é de 160 km/h.

A solução estrutural é do tipo *filler beam*, em que o tabuleiro é composto por laje em concreto armado e perfis de aço. Trata-se de dois meios tabuleiros separados por uma junta longitudinal, cada um a suportar uma via férrea. Cada meio tabuleiro conta com nove perfis de aço HEB500, espaçados 45 cm entre si, embutidos na laje de concreto. A ponte mista aço-concreto é de apenas um vão com aproximadamente 11,1 m. Lateralmente, a estrutura prolonga-se por consolas exteriores, onde se situam as condutas para cabos, cobertas com placas pré-fabricadas. As consolas são rematadas por um murete que apoia o guarda-corpo do passeio.

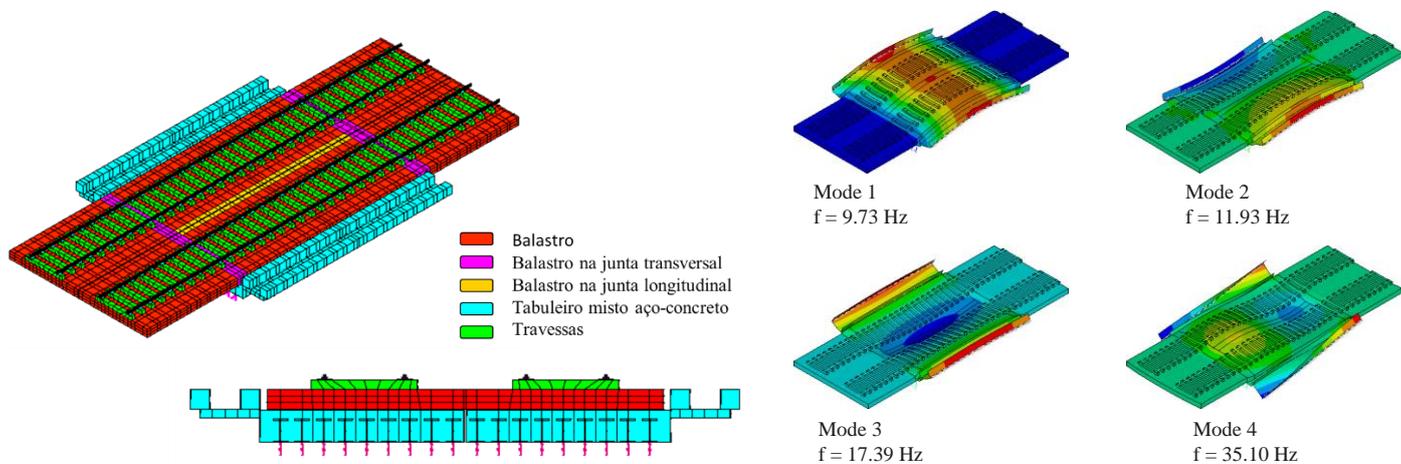


**Figura 1: Ponte Cascalheira: (a) vista global; (b) via férrea; (c) seção transversal**

No contexto deste trabalho, foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional (3D) de elementos finitos em ANSYS® da Ponte da Cascalheira (Figura 2). Por tratar-se de uma ponte de vão único, foi modelada uma extensão da via férrea antes e depois da estrutura para representar os efeitos de continuidade. O balastro acima da junta longitudinal entre os meios-tabuleiros e acima das juntas transversais foram definidos com materiais diferentes para estudar sua degradação do material.

Elementos de casca foram usados para representar as lajes de concreto, consolas e os muretes. As vigas de aço e os carris foram modelados com elementos de viga 3D capazes de simular excentricidades entre a posição modelada e a posição real. No que diz respeito à via férrea, foram utilizados elementos sólidos para o balastro, bem como para as travessas e palmilhas. Elementos de viga rígida foram utilizados para a ligação do tabuleiro ao balastro e para a ligação das lajes do tabuleiro com as consolas e muretes. Por fim, a massa dos elementos não estruturais presentes na consola foi simulada com recurso a elementos de massa concentrada, enquanto os aparelhos de apoio foram idealizados por elementos de mola nas direções vertical e longitudinal. Na direção

transversal, os aparelhos de apoio foram considerados como sendo fixos. O modelo numérico tem um total de 15532 nós e 13266 elementos. A Figura 2b mostra quatro dos modos de vibração globais da estrutura e suas respectivas frequências naturais, descritos principalmente pelos movimentos de flexão e torção na direção vertical. Esses modos serão usados na etapa de calibração do modelo numérico. As propriedades dos materiais utilizadas no modelo numérico são apresentadas na Tabela 1, incluindo sua designação e os valores adotados como limites superior e inferior de variação dos parâmetros.



**Figura 2: Ponte Cascalheira: (a) modelo numérico; (b) modos de vibração**

**Tabela 1: Parâmetros dos materiais do modelo numérico da Ponte Cascalheira**

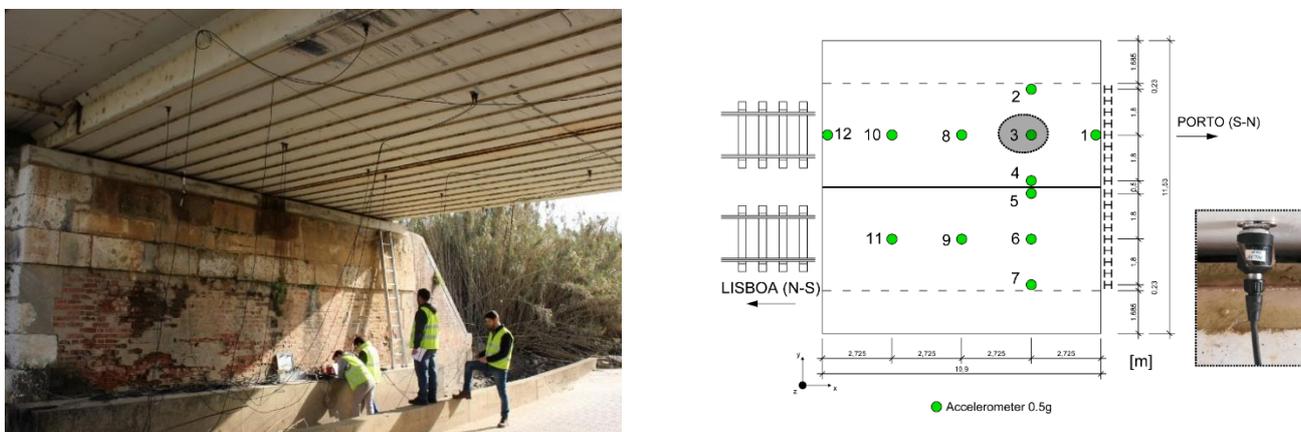
Parâmetros		Propriedades		Limites	
		Distribuição $\sigma$	Valor médio	Inferior	Superior
$E_c$ (GPa)	Modulo de Elasticidade do concreto	Normal	37,4	29,9	44,9
$\rho_c$ (kg/m <sup>3</sup> )	Densidade do concreto	Normal	2515,6	1900	2600
$\nu_c$	Coeficiente de Poisson do concreto	Normal	0,20	0,16	0,24
$E_s$ (GPa)	Modulo de Elasticidade do aço	Normal	202	193,2	226,8
$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	Densidade do aço	Normal	7850	7222	8478
$\nu_s$	Coeficiente de Poisson do aço	Normal	0,30	0,28	0,32
$E_b$ (MPa)	Modulo de Elasticidade do balastro	Uniforme	145	100	200
$E_{bl}$ (MPa)	Modulo de Elasticidade do balastro (junta longitudinal)	Uniforme	145	14,5	145
$E_{bt}$ (MPa)	Modulo de Elasticidade do balastro (junta transversal)	Uniforme	145	14,5	145
$\rho_b$ (kg/m <sup>3</sup> )	Densidade do balastro	Normal	1800	1224	2376
$\nu_b$	Coeficiente de Poisson do balastro	Normal	0,15	0,11	0,19
$K_v$ (MN/m)	Rigidez vertical dos apoios	Log-normal	375	187	530
$K_h$ (kN/m)	Rigidez horizontal dos apoios	Uniforme	1410	710	2120

O valor do módulo de elasticidade do concreto adotado corresponde ao valor médio deste parâmetro aos 28 dias, corrigido de forma a ter em consideração a idade do concreto à data dos ensaios experimentais ( $\approx 26$  anos), e considerando a presença de armadura. A rigidez vertical e horizontal foi calculada com base na

definição do módulo de elasticidade do neoprene (Manterola, 2006). Diante da falta de informações sobre os materiais constituintes, foram consideradas as propriedades referentes à dureza de 50 para o neoprene, resultando no módulo de elasticidade de 86,6 MPa. A possível degradação do dispositivo de suporte foi estudada utilizando um limite inferior de 50% do valor médio, enquanto o limite superior considerado é o valor calculado para uma dureza de 60.

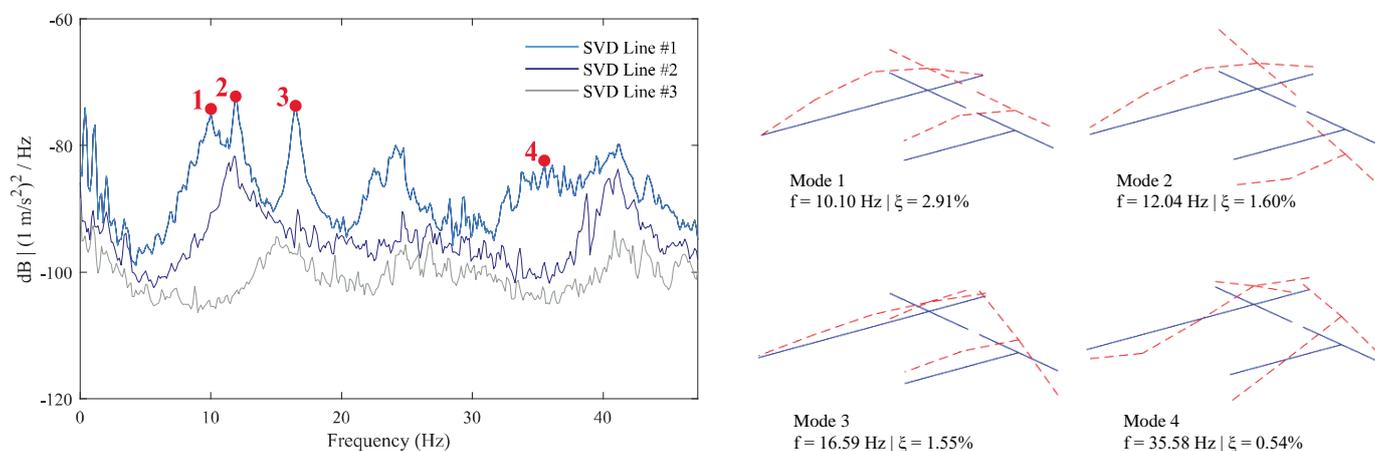
### Ensaio de Vibração Ambiental e Sob Ação de Tráfego na Ponte da Cascalheira

O ensaio de vibração ambiental conduziu a identificação dos parâmetros modais da estrutura, particularmente, suas frequências naturais, deformadas modais e coeficientes de amortecimento. O ensaio teve como base 12 pontos de medição fixos (pontos de referência), envolvendo a utilização de acelerômetros piezoelétricos, PCB modelo 393B12, com sensibilidade de 10 V / g e faixa de medição de  $\pm 0,5$  g, instalados no face inferior do tabuleiro da ponte (Figura 3). As séries temporais foram adquiridas em períodos de 10 minutos, com frequência de amostragem de 2048 Hz, e posteriormente decimadas para frequência de 256 Hz. A aquisição de dados foi realizada utilizando o sistema cDAQ-9188 da National Instruments. Como o objetivo deste teste era determinar os movimentos de flexão e torção verticais, todos os acelerômetros foram instalados na direção vertical. A Figura 4 mostra a configuração experimental para este teste de setup único que permitiu a identificação dos parâmetros modais.



**Figura 3: Ensaio de vibração ambiental**

O pós-processamento dos resultados do teste de vibração ambiental foi realizado por meio do método da Decomposição no Domínio da Frequência Melhorado (EFDD - *Enhanced Frequency Domain Decomposition*), disponível no software ARTeMIS<sup>®</sup>. A Figura 4 mostra a identificação de quatro modos de vibração globais da estrutura com as respectivas frequências naturais ( $f$ ) e coeficiente de amortecimento ( $\zeta$ ). A figura mostra curvas dos valores singulares normalizados médios das matrizes de densidade espectral, onde os picos marcados correspondem aos modos de vibração identificados.



**Figura 4: Resultados Experimentais – Frequências naturais, amortecimentos e modos de vibração**

O ensaio sob ação de tráfego ferroviário foi realizado com a medição da resposta dinâmica em termos de acelerações a meio vão de cada meio-tabuleiro. As acelerações verticais foram medidas por meio de acelerômetros piezoelétricos, com sensibilidade de 1 V / g e faixa de medição de  $\pm 5$  g, instalados na face inferior do tabuleiro da ponte. Para a detecção dos eixos do veículo, foram utilizados dois grupos de sensores óticos em cada lado da via, nas seções de entrada e saída. De um lado da pista foram instalados os sensores óticos do emissor e do outro lado da pista foram instalados os sensores óticos do receptor. Estes sensores permitiram detetar o instante preciso de tempo em que o último eixo sai da ponte, o que é decisivo para estimar o início do movimento de vibração livre da ponte.

Os registros foram tratados para isolar a frequência do primeiro modo de vibração, obtida no ensaio de vibração ambiental. Foi determinado o coeficiente de amortecimento através do método do decremento logarítmico para a passagem do trem Alfa Pendular, a 110 km/h onde foi obtido o coeficiente de amortecimento  $\zeta = 6,33$  %.

### Calibração do modelo numérico da Ponte da Cascalheira

A calibração do modelo numérico da Ponte da Cascalheira foi realizada com base nos resultados do ensaio de vibração ambiental e envolveu duas etapas: análise de sensibilidade baseada na técnica de amostragem estocástica e um processo de otimização baseado em método iterativo, usando um algoritmo genético.

A técnica de emparelhamento dos modos numérico e experimental foi o parâmetro MAC (*Model Assurance Criterion*) que fornece uma medida da correlação linear entre os vetores numérico e experimental, através do desvio quadrático médio entre eles (Allemang, 2003). Este parâmetro é um escalar que varia de 0 a 1, cujo valor unitário indica que os valores numéricos e experimentais são coincidentes ou linearmente dependentes. Os 4 modos experimentais foram comparados com os modos numéricos obtidos por meio de uma análise modal que incluiu 30 modos numéricos.

A análise de sensibilidade é realizada para determinar as propriedades do modelo numérico com maior impacto nas frequências e modos de vibração do modelo numérico e, conseqüentemente, os parâmetros a serem ajustados. Somente os parâmetros com correlação significativa com as respostas modais podem ser estimados corretamente durante o processo de otimização.

Para tanto, é desenvolvida uma rotina MATLAB<sup>®</sup> em associação com o software ANSYS<sup>®</sup> para a geração estocástica dos valores dos parâmetros do material e a determinação dos parâmetros modais correspondentes. A variação dos parâmetros foi realizada simultaneamente à geração de 750 amostras pela técnica do Hipercubo Latino.

A correlação é determinada com a utilização dos coeficientes de correlação de Spearman (Figura 5), com base em uma análise de sensibilidade global. Da matriz de correlação é possível perceber que apenas 5 dos 13 parâmetros analisados têm influência significativa na resposta modal: módulo de elasticidade ( $E_c$ ) e densidade ( $\rho_c$ ) do concreto, módulo de elasticidade do balastro na junta longitudinal ( $E_{bl}$ ) e densidade do balastro ( $\rho_b$ ), e a rigidez vertical do apoio ( $K_v$ ).

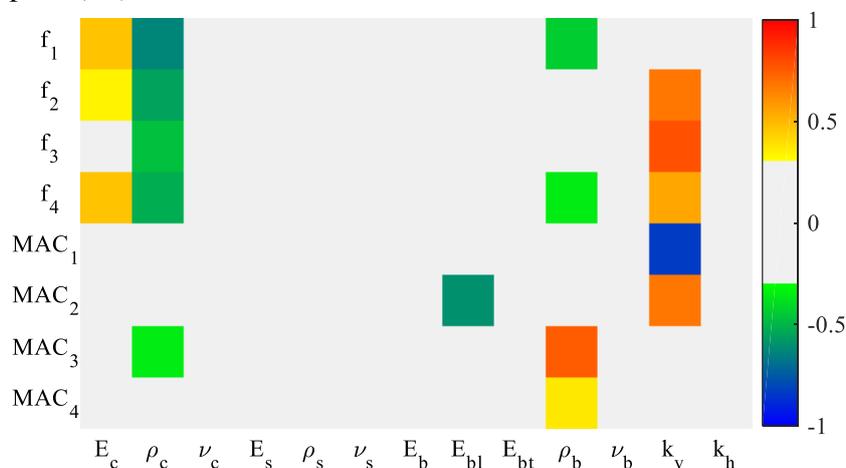


Figura 5: Análise de sensibilidade – Matriz de Correlação de Spearman

O processo de calibração do modelo numérico consiste em alterar as propriedades do modelo numérico que influenciam a massa e rigidez da estrutura para aproximar as frequências naturais daquelas determinadas no

ensaio de vibração ambiental. A aproximação entre os parâmetros modais é expressa pela minimização de uma função objetivo, baseada na diferença entre as frequências naturais e as formas modais. A função objetivo a ser minimizada é expressa por:

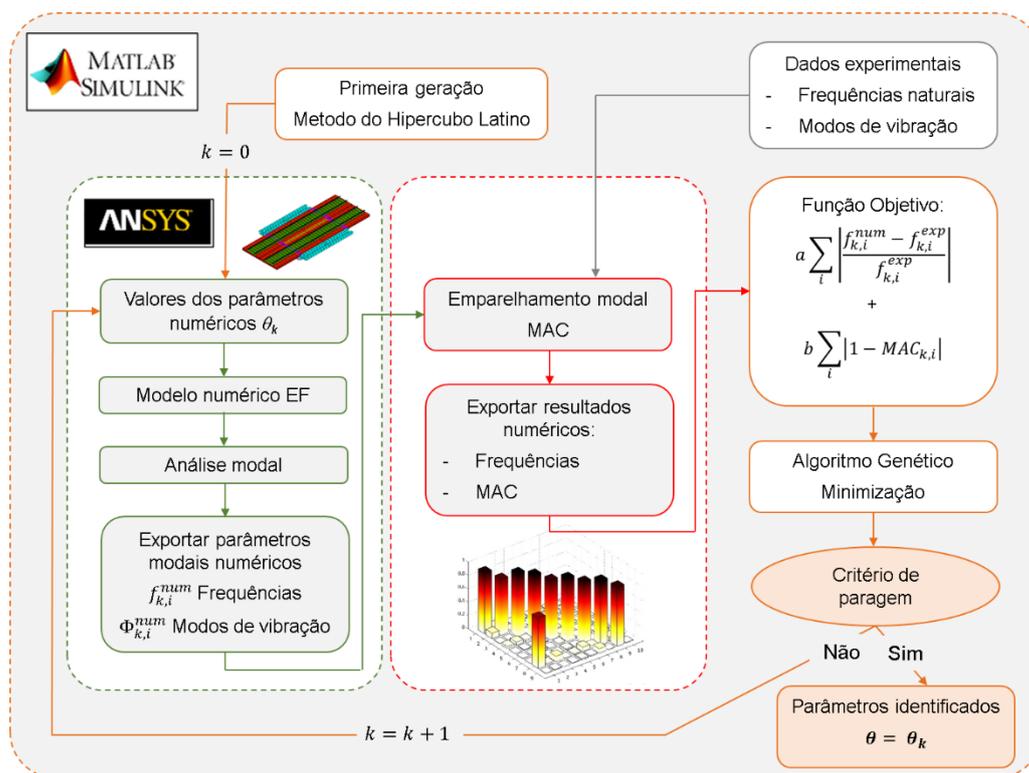
$$f_{obj} = a \sum_{i=1}^4 \frac{|f_i^{exp} - f_i^{num}|}{f_i^{exp}} + b \sum_{i=1}^4 |MAC(\phi_i^{exp}, \phi_i^{num}) - 1| \quad (1)$$

Onde  $a$  e  $b$  são os pesos residuais assumidos iguais a 1,0,  $f_i^{exp}$  é a frequência do  $i$ -ésimo modo experimental,  $f_i^{num}$  é a frequência do  $i$ -ésimo modo numérico e  $MAC(\phi_i^{exp}, \phi_i^{num})$  é o valor MAC entre a  $i$ -ésima configuração modal numérica e experimental.

O processo é realizado de forma iterativa, com o apoio de um algoritmo genético, que consiste em um método de otimização baseado no processo de seleção natural e evolução das espécies. Em cada iteração, o algoritmo seleciona os melhores indivíduos de uma população por uma técnica de adequação para serem pais e criar a próxima geração.

Os indivíduos são combinações dos parâmetros dos materiais da estrutura ( $\theta_k$ ), gerados em um processo estocástico entre os limites estabelecidos na Tabela 1. Para cada indivíduo, a análise modal é realizada pelo programa ANSYS®. As frequências e as formas modais são exportadas para um arquivo de texto. Este arquivo é interpretado pelo MATLAB® que realiza as etapas de emparelhamento modal e cálculo da função objetivo. O processo é finalizado quando o critério de paragem é alcançado e o indivíduo com a função objetivo mínima é identificado. Na metodologia utilizada, o critério de paragem é o número de iterações.

A otimização foi realizada quatro vezes (GA1 a GA4), com as mesmas condições, para avaliar a estabilidade da solução devido à natureza estocástica dos algoritmos genéticos. O cálculo de cada indivíduo durou aproximadamente 15s, em um laptop INTEL Core i5-5200U a 2,20 GHz e 8,00 GB de RAM. A Figura 6 ilustra o processo de otimização. Dois softwares comerciais são usados em conjunto: MATLAB® e ANSYS®.

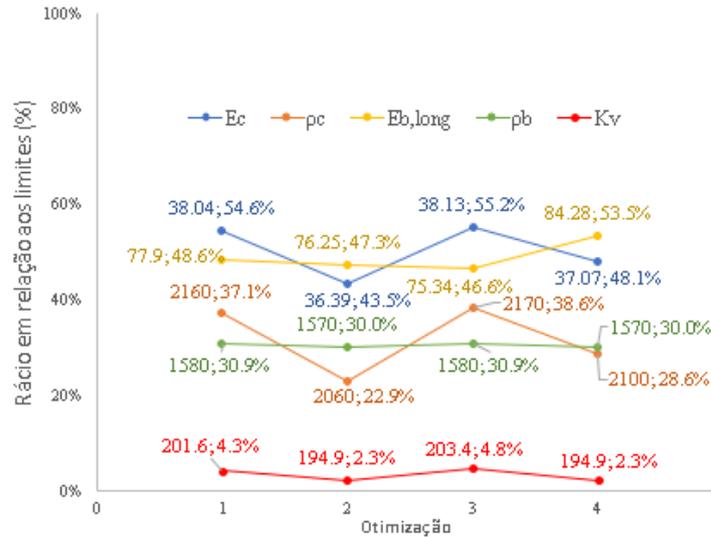


**Figura 6: Metodologia desenvolvida para calibração do modelo numérico**

Em cada otimização, foram criadas 100 gerações, com 30 indivíduos por geração, realizando um total de 3000 análises. Os indivíduos foram gerados pelo método do Hiper cubo Latino. Definiu-se o número de elites por geração igual a 1, uma taxa de substituição de 5% e uma taxa de cruzamento de 50%.

Os quatro casos de otimização realizados tiveram uma ótima concordância entre os resultados da função objetivo entre si, além de uma rápida estabilização. O menor valor da função objetivo obtido foi na otimização GA2, com valor de 0,0750. A Figura 7 apresenta as razões dos parâmetros numéricos considerados nas otimizações. A relação representa 100% o limite superior e 0% o limite inferior de variação do parâmetro. Os limites de variação dos parâmetros são os mesmos que os apresentados na análise de sensibilidade, na Tabela

1. São indicados os parâmetros obtidos para a otimização (o valor obtido para o parâmetro, seguido da razão entre os limites superior e inferior definidos).



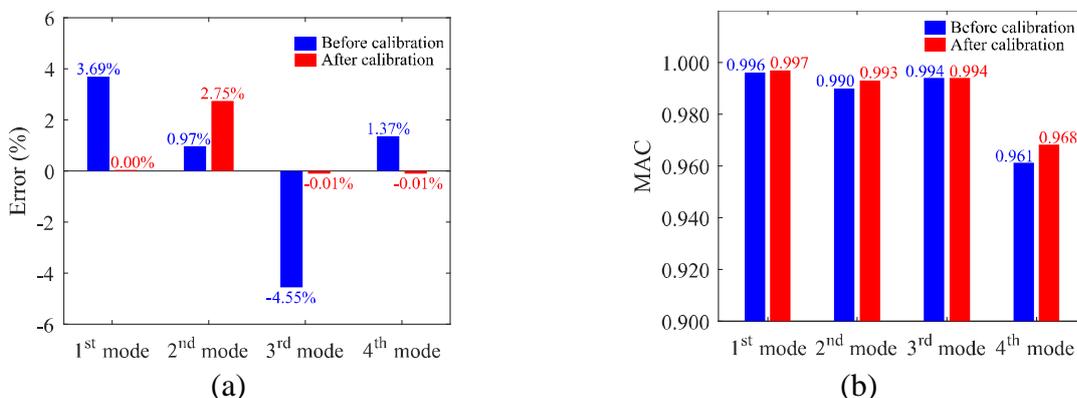
**Figura 7: Parâmetros obtidos nas otimizações do modelo numérico**

Os parâmetros têm valores razoavelmente constantes para as quatro otimizações realizadas. Os parâmetros mais sensíveis, nomeadamente a rigidez vertical dos apoios ( $K_v$ ), a densidade do balastro ( $\rho_b$ ), são os que apresentam as menores variações. A rigidez vertical dos apoios apresenta uma variação de aproximadamente 2,5% entre as otimizações. Além disso, os valores obtidos estão próximos do limite inferior, o que indica uma possível degradação. A densidade do balastro apresenta uma variação muito baixa entre as 4 otimizações (0,9%). Os valores foram bastante constantes, obtendo-se os mesmos valores para os casos de otimização GA1 e GA3 (1580 kg / m<sup>3</sup>), e GA2 e GA4 (1570 kg / m<sup>3</sup>). A densidade do concreto ( $\rho_c$ ), por outro lado, varia ligeiramente entre as otimizações (15,7%) e relação média de (31,8%).

O módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ) apresentou valores médios próximos ao adotado no modelo numérico inicial (relação média de 50,3%). Esse resultado indica que o valor inicialmente adotado, considerando o efeito reológico e a presença do reforço, foi satisfatório. Apesar da variação do valor do parâmetro entre as otimizações ser consideravelmente baixa (11,1%).

O módulo de elasticidade do balastro na junta longitudinal ( $E_{bl}$ ), por outro lado, apresentou valores próximos entre as 3 primeiras otimizações e uma variação maior na otimização GA4. A relação média obtida foi de 49%, o que indica uma degradação da rigidez da junta longitudinal nas condições ambientais. A variação entre as 4 otimizações foi de apenas 6,9%.

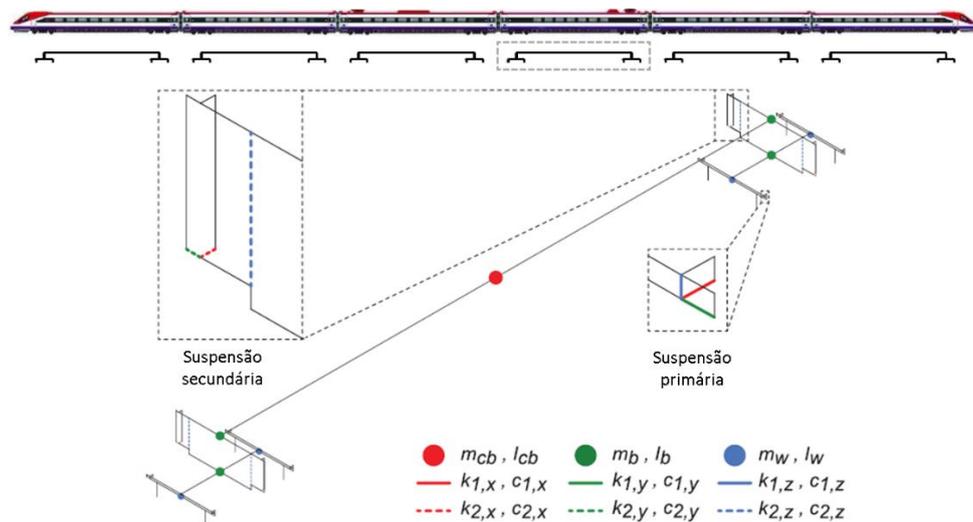
A Figura 8a ilustra o erro de frequência antes e depois da calibração, em relação aos valores experimentais. Para os modos 1, 3 e 4, o modelo calibrado atingiu frequências naturais praticamente iguais às obtidas experimentalmente. A única exceção é o segundo modo, que obteve um valor de frequência natural mais distante do experimental após a calibração do modelo numérico. A Figura 8b mostra o aumento do parâmetro MAC após a calibração, para os modos 1, 2 e 4, enquanto para o modo 3 o valor permaneceu constante.



**Figura 8: Erros antes e depois da calibração: (a) frequências; (b) MAC**  
**Análise Dinâmica e Validação do Modelo Numérico**

As análises dinâmicas realizadas no presente estudo foram realizadas com uma ferramenta de interação veículo-estrutura denominada “VSI - *Vehicle Structure Interaction Analysis*”, desenvolvida por Neves et al. (2014) e Montenegro et al. (2015). Para a realização destas análises, são necessários modelos numéricos em elementos finitos, tanto da estrutura da ponte quanto do veículo ferroviário. Em seguida, são utilizadas rotinas MATLAB® para a exportação das matrizes de massa, rigidez e amortecimento, dos dois modelos numéricos. Por fim, a metodologia de interação veículo-estrutura baseada num modelo de contacto roda-carril permite resolver o sistema de equações de equilíbrio dinâmico de forma a obter-se a resposta tanto da estrutura como do veículo.

A modelação do veículo ferroviário Alfa Pendular foi realizada no programa ANSYS® e teve como ponto de partida as informações da carruagem BBN apresentadas em Ribeiro (2012). A Figura 9 ilustra o modelo dinâmico do veículo, incluindo a localização das várias suspensões e os parâmetros que as definem em termos de rigidez, amortecimento, massa e inércia.



**Figura 9: Modelo numérico desenvolvido do trem Alfa Pendular**

A validação foi realizada comparando as medidas de aceleração vertical obtidas nos testes em tráfego ferroviário com os resultados numéricos correspondentes obtidos com a ferramenta de interação veículo-estrutura. Os parâmetros utilizados no modelo numérico foram os obtidos na otimização com menor função objetivo (GA2). As medidas experimentais utilizadas no processo de validação correspondem às obtidas com os acelerômetros a meio vão do tabuleiro oposto e no tabuleiro de passagem, devido à passagem do trem Alfa Pendular a 110 km / h no sentido Porto-Lisboa. Todos os resultados, tanto numéricos quanto experimentais, foram filtrados usando um filtro digital passa-baixa Chebyshev Tipo II de ordem 8, uma atenuação de banda de interrupção igual a 45 dB e uma frequência de corte de 30 Hz.

As análises dinâmicas foram realizadas considerando o amortecimento determinado pelo método do decremento logarítmico  $\xi = 6,33\%$ , amortecimento esse aplicado sob a forma de matriz proporcional de Rayleigh. As constantes de proporcionalidade foram obtidas ajustando-se o amortecimento alvo da estrutura em duas frequências, garantindo que todos os modos de vibração dentro deste intervalo sejam subamortecidos e os demais fora dele superamortecidos. No presente trabalho, foram consideradas as frequências correspondentes ao primeiro e ao quarto modo de vibração identificados.

Na Figura 10 são apresentadas as comparações entre os resultados numéricos e experimentais com base em três diferentes modelos numéricos da Ponte da Cascalheira com níveis crescentes de concordância com a estrutura real. Para complementar a comparação visual entre resultados, foi utilizado o indicador proposto por Sarin et al. (2008), chamado de erro médio absoluto normalizado (nMAE), para avaliar a qualidade da correspondência entre os dois históricos de tempo. Este indicador faz uso da técnica *Dynamic Time Warping* (DTW), que compensa as mudanças de tempo que podem existir entre os registros numéricos e experimentais devido às variações da velocidade do veículo.

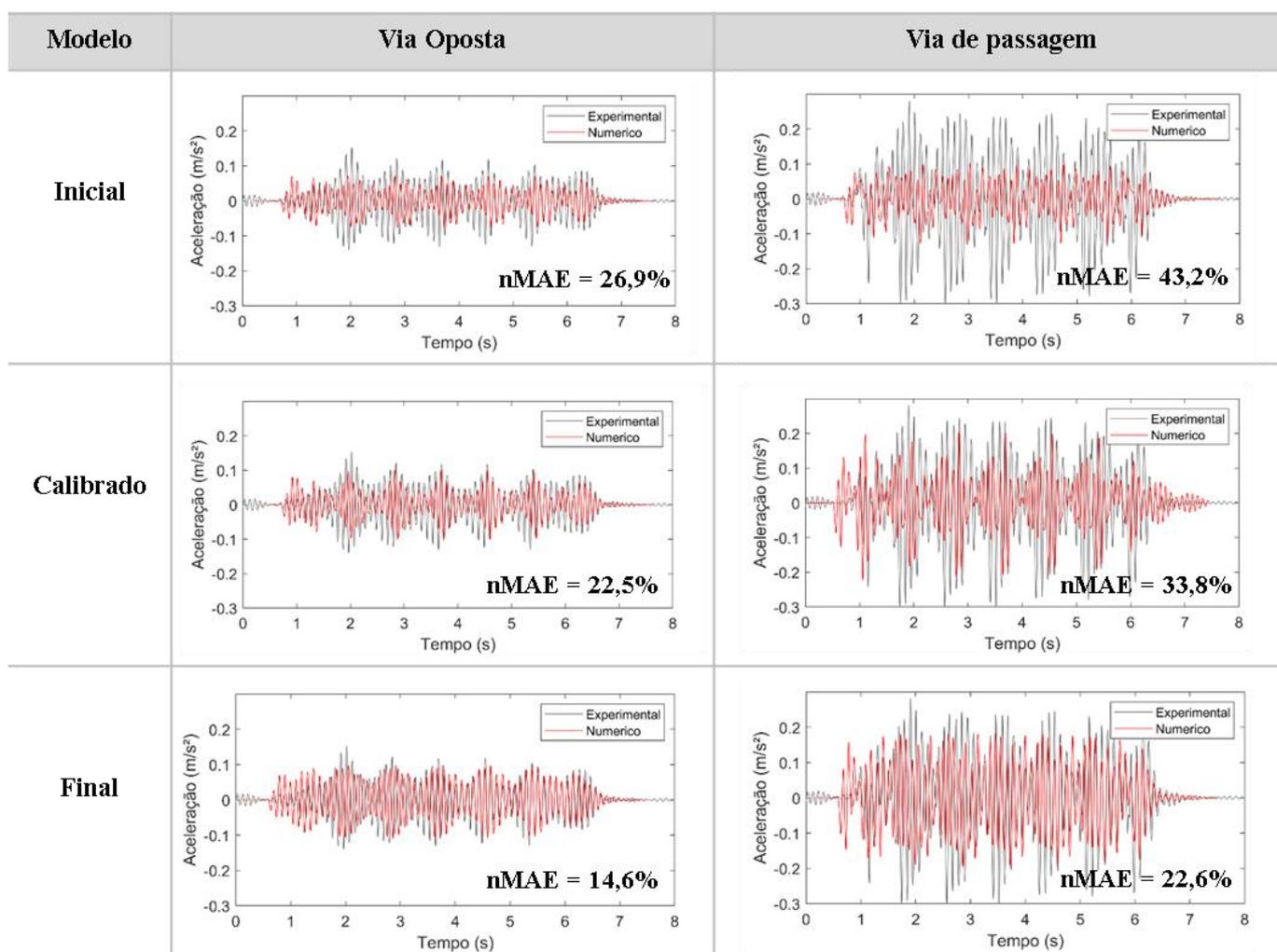
Primeiramente, a comparação entre os resultados experimentais e numéricos obtidos com o modelo numérico antes do processo de calibração, o segundo com o modelo numérico após a calibração. Por último são realizados ajustes em duas propriedades do modelo numérico com base na resposta numérica, em busca de uma maior concordância entre os registros numéricos e experimentais.

Duas modificações foram realizadas no modelo para obter uma melhor concordância entre os resultados numéricos e experimentais. O primeiro consiste em uma redução na rigidez dos apoios para levar em consideração uma possível degradação, e uma segunda modificação que leva em consideração a degradação do balastro sobre a junta longitudinal devido às distorções que ocorrem nesta região devido à passagem dos trens também é avaliada.

O processo de calibração foi realizado utilizando níveis de aceleração obtidos nos ensaios de vibração ambiental, que são significativamente inferiores aos obtidos nos ensaios em tráfego ferroviário. Esta calibração é suficiente para determinar os parâmetros da ponte para baixos níveis de excitação, mas ainda podem necessitar modificações para representar a resposta para a passagem de trens, que podem causar maiores níveis de vibração na estrutura.

Como a rigidez vertical dos apoios de apoio provou ter uma influência significativa no processo de atualização do modelo, foi analisada uma avaliação de sua influência na resposta vertical da ponte. Após a realização de mudanças sucessivas neste parâmetro, obteve-se uma rigidez vertical de 132 MN / m, o que garantiu um compromisso em termos de concordância entre as acelerações numéricas e experimentais em ambos os lados da pista.

Por fim, foi analisado o comportamento do balastro localizado sobre a junta longitudinal e os efeitos de uma possível degradação deste material foram avaliados com base nos níveis de deformação de cisalhamento que ocorrem na junta devido aos movimentos cíclicos relativos entre os dois meio-tabuleiros. Após avaliar a degradação máxima plausível da camada de balastro sobre a junta por meio de uma curva de degradação do módulo de cisalhamento, foi testada uma redução no módulo de elasticidade do balastro neste local a fim de analisar se isso poderia afetar os resultados. Foi obtido um valor ótimo de 36 MPa, o que garantiu o melhor compromisso na concordância entre os resultados numéricos e experimentais



**Figura 10 – Comparação dos registos de acelerações experimentais e numéricas**

## Conclusão

O presente trabalho teve como objetivo desenvolver, calibrar e validar um modelo numérico de uma ponte composta por dois meio-tabuleiros, com vigas metálicas embebidas em laje de concreto armado, em operacionais. O estudo começa com o desenvolvimento do modelo FEM da estrutura, seguido de sua calibração com um algoritmo genético baseado em dados experimentais modais. Por fim, a validação do modelo é realizada através da comparação entre as respostas experimentais da ponte adquiridas com acelerômetros localizados nos dois meio-tabuleiros com aquelas obtidas numericamente com uma ferramenta para análise dinâmica que considera a interação veículo-estrutura. Portanto, com base nos resultados obtidos, as seguintes conclusões podem ser tiradas:

- O ensaio de vibração ambiente permitiu a identificação de quatro modos globais, nomeadamente o primeiro e o segundo modos de flexão e dois modos de torção. Com o registro da passagem do veículo ferroviário considerado no estudo, Alfa Pendular, foi possível determinar o amortecimento da estrutura, fundamental para a correta representação numérica do comportamento dinâmico.
- Antes de realizar o processo de otimização automática, foi realizada uma análise de sensibilidade, mostrando que 5 dos 13 parâmetros analisados tiveram uma influência significativa na resposta modal, nomeadamente o módulo de elasticidade do concreto e do balastro presente na junta longitudinal, a densidade de concreto e do balastro, e a rigidez vertical dos aparelhos de apoio. A partir desse resultado, foi realizado um procedimento de calibração do modelo numérico da ponte baseado em um algoritmo genético para calibrar o modelo numérico. Conseguiu-se uma redução significativa nas diferenças entre as frequências naturais numéricas e experimentais, mais precisamente uma redução de 3,69%, 4,55% e 1,37% para praticamente 0,00% na maioria dos modos identificados.
- A validação do modelo numérico foi realizada com a comparação da resposta experimental e a representada numericamente por uma análise dinâmica que considera a interação veículo ponte. Observou-se uma boa concordância entre os resultados experimentais e numéricos, em particular com o modelo obtido após a calibração. A melhora nos resultados foi confirmada pelo indicador nMAE, que reduziu de 26,9% para 14,6% na via oposta a passagem do veículo ferroviário, e de 43,2% para 22,6% nas respostas obtidas na via de passagem.

O presente trabalho demonstrou que uma atualização e calibração adequadas do modelo numérico podem melhorar significativamente sua capacidade de reproduzir os efeitos causados pela passagem de trens.

## Referências

- Ribeiro, D.R.F.; Calçada, R.; Delgado, R.; Brehm, M.; Zabel, V. - Finite element model updating of a bowstring-arch railway bridge based on experimental modal parameters. *Engineering Structures*, Volume 40, Julho 2012, Páginas 413-435.
- Zhang N, Tian Y, Xia H. A Train-Bridge Dynamic Interaction Analysis Method and Its Experimental Validation. *Engineering* 2016;2:528–36. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/J.ENG.2016.04.012>.
- Malveiro, J. P. C.; Ribeiro, D. R. F.; Calçada, R.; Delgado R. - Updating and validation of the dynamic model of a railway viaduct with precast deck, *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance* (2013).
- Ticona Melo L. R.; Ribeiro, D.R.F; Calçada, R; Bittencourt T. N. - Validation of a vertical train-track-bridge dynamic interaction model based on limited experimental data. *Structure and Infrastructure Engineering*, 16:1(2020), 181-201, DOI:10.1080/15732479.2019.1605394.
- Manterola, J., *Puentes: apuntes para su diseño, cálculo y construcción Vol.2*, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos – Servicio de Publicaciones, Madrid, 2006.
- Allemang, R. - The modal assurance criterion - twenty years of use and abuse. *Journal of Sound and Vibration*, 2003. Volume 37 (8), p.14-21.
- Montenegro, P. A. - A methodology for the assessment of the train running safety on bridges. Tese de doutoramento. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP. Porto, 2015.
- Neves, S.; Azevedo, A. F. M.; Calçada, R. - A direct method for analyzing the vertical vehicle-structure interaction. *Engineering Structures*; 34(2014):414–420.
- Sarin H, Kokkolaras M, Hulbert G, Papalambros P, Barbat S, Yang R-J. A Comprehensive Metric for Comparing Time Histories in Validation of Simulation Models With Emphasis on Vehicle Safety Applications 2008:1275–86. <https://doi.org/10.1115/DETC2008-49669>.