

# Avaliação dos Efeitos Dinâmicos em Pontes Ferroviárias de Alta Velocidade de Pequeno e Médio Vão

**Constança Rigueiro**

Instituto Politécnico de Castelo Branco, Departamento de Engenharia Civil, Castelo Branco

**Carlos Rebelo**

ISISE, Departamento de Engenharia Civil, FCTUC, Coimbra

**Luís Simões da Silva**

ISISE, Departamento de Engenharia Civil, FCTUC, Coimbra

## RESUMO

O comportamento dinâmico de pontes ferroviárias de alta velocidade é um dos principais aspectos a ter em conta no dimensionamento deste tipo de estruturas. Um dos parâmetros que é mais crítico em pontes de um único vão é o relativo às acelerações máximas verticais. Valores excessivos de acelerações podem por em causa a segurança da circulação na via, nomeadamente a instabilidade do balastro e o conforto dos passageiros. Este artigo tem como objectivo apresentar o trabalho de investigação desenvolvido em pontes ferroviárias de médio vão. O recurso à identificação modal de casos de estudo permitiu desenvolver modelos de elementos finitos capazes de simular o comportamento dinâmico em situação de serviço. Por outro lado tendo como base o modelo de elementos finitos desenvolvido veículo/via-férrea ponte foi analisado a influência das irregularidades verticais da via no comportamento das pontes.

## PALAVRAS-CHAVE

Pontes Ferroviárias; alta velocidade; medições; interação veículo/via/ponte; irregularidades.

## 1. INTRODUÇÃO

A medição de vibrações e consequente caracterização modal de um conjunto de viadutos de médio vão permitiu o desenvolvimento de modelos de elementos finitos cujos comportamentos foram validados com a comparação das respostas de acelerações verticais obtidas nas medições. Os modelos de elementos finitos incluem uma série de factores que condicionam o seu comportamento, tais como as condições de fronteira dos tabuleiros e a continuidade do carril sobre os apoios.

Com base no modelo de elementos finitos desenvolvido veículo/via férrea/ponte procurou-se também averiguar a influência das irregularidades da via no comportamento dinâmico de pontes de médio vão. Consideraram-se vários tipos de irregularidades, aqui apresentam-se os resultados inerentes à irregularidade aleatória contínua, posicionada em toda a extensão do carril. As respostas máximas da ponte com as diferentes irregularidades foram determinadas, bem como as respostas dos veículos, as forças de contacto entre a roda e o carril e as acelerações verticais na massa vibrante do balastro da via.

## 2. MODELAÇÃO NUMÉRICA DE PONTES FERROVIÁRIAS DE MÉDIO VÃO

### 2.1 Descrição das pontes

O conjunto de obras de arte ensaiadas consiste em viadutos balastrados simplesmente apoiados de pequeno médio vão, construídos nos anos 70 em betão pré-esforçado, definidos por dois tabuleiros de secção variável, colocados lado a lado, um para cada sentido de tráfego. A Figura 1a) representa a vista em planta da implementação da ponte sobre a via rodoviária bem como a indicação do eixo das vias-férreas nos tabuleiros. Os ensaios realizados às estruturas encontram-se convenientemente detalhados em [1].

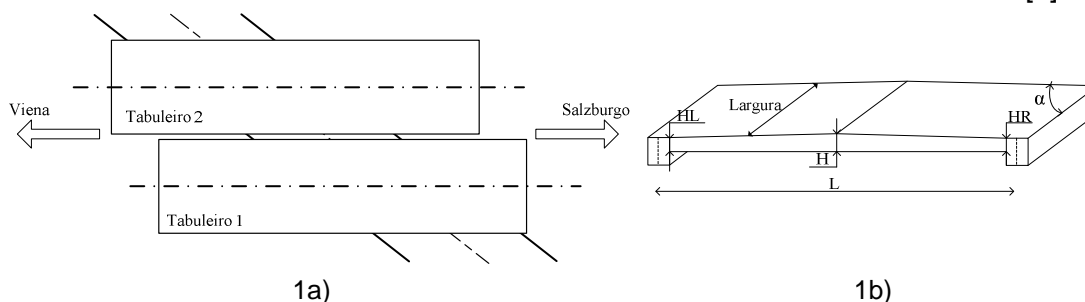


Figura 1. a) Vista em planta da implementação da ponte com a indicação dos eixos das vias-férreas nos tabuleiros; b) Caracterização estrutural - geometria.

Neste artigo apenas se faz menção aos resultados obtidos para duas estruturas de comprimentos de vão 23.50 e 11.40 m, respectivamente os viadutos 1 e 12. O balastro encontra-se depositado com continuidade, fazendo com que as vibrações sejam transmitidas entre as lajes de tabuleiro. Relativamente às propriedades dos materiais adoptou-se para o betão o peso específico de  $\gamma_c=25 \text{ kN/m}^3$ , para o balastro o peso específico de  $\gamma_b=20 \text{ kN/m}^3$ , determinando uma massa por unidade de comprimento igual a  $m=21080 \text{ kg/m}$ . As restantes características geométricas dos viadutos encontram-se sintetizadas na Fig. 1b) e no Quadro 1.

Quadro 1. Características geométricas dos viadutos, em metros.

| Viaduto | Vão   | $\alpha$ | Largura | HL   | H    | HR   |
|---------|-------|----------|---------|------|------|------|
| 1       | 23.50 | 90°      | 5.14    | 0.92 | 1.14 | 0.91 |
| 12      | 11.44 | 63.89°   | 5.05    | 0.70 | 0.90 | 0.70 |



Figura 2. a) Apoios das pontes; b) Vistas das vias-férreas sobre uma das Pontes.

Os aparelhos de apoio, dois em cada extremidade da laje são constituídos por tambor e êmbolo em aço separados por um material deformável impedindo a transmissão de momentos flectores aos encontros. Dado não ter sido possível uma análise mais cuidada das condições destes apoios, desconhece-se o grau de restrição para os movimentos horizontais dos tabuleiros, ver Fig. 2a). Não existe continuidade da estrutura sobre os encontros, excepto a que proporcionada pela plataforma balastrada, Fig. 2b). Deve

também ser realçado que a linha de apoios não é a mesma em ambos os tabuleiros, como se observa na Fig.1a).

## 2.2 O modelo estrutural da Ponte 1

Foi desenvolvido um modelo de elementos finitos atendendo às características dinâmicas obtidas das medições da ponte, frequências, modos de vibração e amortecimento. Apesar do esquema estrutural definido em projecto para a ponte corresponder a uma ponte simplesmente apoiada, as medições revelaram que a estrutura não se comportava como tal. A estrutura medida apresentava valores de frequências e modos de vibração que revelavam a presença de restrições à flexão nos apoios, [2] Deste modo, no modelo de elementos finitos da Ponte 1 integrou-se um conjunto de molas que pretendem simular as restrições concretizadas pela continuidade do carril sobre os apoios e pelo impedimento à translação horizontal dos sistemas de apoio, Fig. 3.

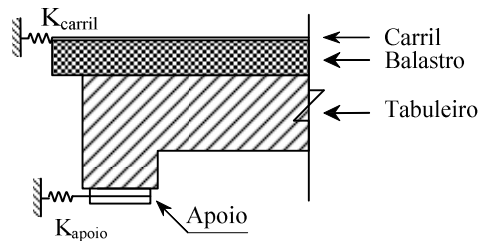


Figura 3. Esquema da restrição definida nos apoios.

Para os valores assumidos para a rigidez das molas admitiu-se que  $K_{\text{carril}}=K_{\text{apoio}}$  na medida em que era difícil quantificar o valor da rigidez de translação no apoio,  $K_{\text{apoio}}$ . Para o valor da rigidez imposta pela continuidade do carril,  $K_{\text{carril}}$ , adoptou-se um valor determinado na seguinte forma:

$$k_{\text{carril}} = \frac{E_{\text{carril}} A_{\text{carril}}}{4d_t} \quad (1)$$

onde  $E_{\text{carril}}$ ,  $A_{\text{carril}}$  correspondem respectivamente ao módulo de elasticidade e à secção transversal do carril tipo UIC60, sendo  $d_t=0.60$  m o espaçamento entre travessas. O valor de rigidez das molas, é assim, de  $K_{\text{carril}}=K_{\text{apoio}}=670$  MN/m. Para o módulo de elasticidade do betão adoptou-se um valor cerca de 40% superior ao valor usado em projecto, ou seja  $E=54.6$  GPa. Este valor corresponde ao módulo de elasticidade equivalente da rigidez definida com a secção transversal do tabuleiro de betão e com as secções dos carris. A relação entre a inércia da secção transversal do tabuleiro de betão e dos carris, homogeneizada em betão, e a inércia da secção transversal do tabuleiro de betão é de cerca de 1,254. A restante diferença justifica-se com dois efeitos, nomeadamente: o incremento do módulo de elasticidade do betão atendendo à existência das armaduras ordinárias e de pré-esforço no interior da secção de betão e o incremento que o módulo de elasticidade do betão sofre quando sujeito a forças dinâmicas instantâneas ou de rápida variação no tempo que pode ser até cerca de 15%, [3].

Atendendo a estes valores e condições de apoio, o modelo definido apresenta para as quatro primeiras frequências próprias valores iguais a  $F_1=4.40$  Hz,  $F_2=13.07$  Hz,  $F_3=16.00$  Hz e  $F_4=28.75$  Hz, o que corresponde a um bom ajuste com os resultados das medições em vibração livre logo após os comboios saírem da ponte. No entanto considerando a história de acelerações da resposta da ponte, quando sujeita à passagem dos comboios, verificou-se que para amplitudes de vibração elevadas o modelo adoptado não apresentava uma boa concordância. Atendendo a este facto, um outro modelo foi desenvolvido adoptando para tal dois procedimentos, um módulo de elasticidade para o

betão  $E=40$  GPa e o incremento da massa da ponte com a massa do veículo circulante, resultando para a primeira frequência própria o valor de 4.0 Hz.

Embora o Eurocódigo 1, [4], recomende um coeficiente de amortecimento  $\xi=0.01$ , foram utilizados, no entanto, os valores próximos dos obtidos na identificação modal. Desta forma para estabelecer a matriz de amortecimento usou-se a relação de Rayleigh onde  $\alpha=2.526$  s e  $\beta=2.814E-05$  s<sup>-1</sup>, a que correspondem amortecimentos modais de cerca de 5% e 1%, respectivamente para a primeira e terceira frequência própria.

### 2.2.1 Resposta dinâmica da Ponte 1

Nesta secção apresenta-se a análise das vibrações da Ponte 1 quando sujeita apenas à passagem de uma locomotiva cuja resposta de aceleração vertical foi medida em vários pontos do tabuleiro. Neste artigo apenas se apresentam os resultados obtidos recorrendo às forças rolantes, outras metodologias foram também utilizadas neste procedimento conforme se pode ver em [5]. O objectivo desta comparação é, pois, avaliar o modo como o modelo da ponte se comporta. A locomotiva é definida por quatro eixos, cujas distâncias entre eles são,  $D_1=3.0$  m e  $D_2=6.90$  m as forças por eixo são iguais a 210.95 kN. A velocidade de circulação da locomotiva sobre a ponte, é de 130 km/h e foi medida recorrendo a um velocímetro.

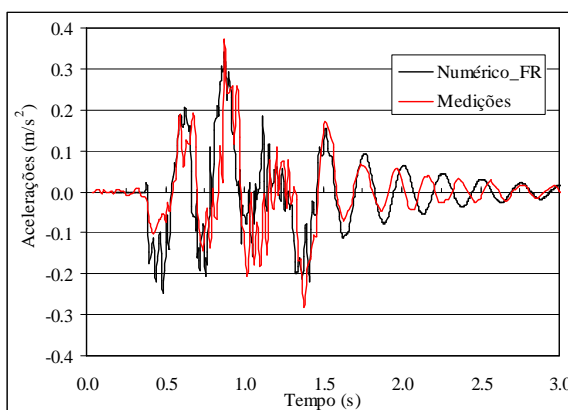


Figura 4. Comparação entre a resposta numérica e a resposta medida da Ponte 1 devido à passagem de uma locomotiva.

A Figura 4 representa a comparação entre a resposta numérica e a resposta medida na Ponte 1 devido à passagem da locomotiva. Observando as acelerações ao longo do tempo, conclui-se que durante o tempo em que a locomotiva está sobre a ponte, a resposta calculada e as medições apresentam uma boa concordância. Depois de a locomotiva abandonar a ponte, observa-se um desfaseamento nas frequências das respostas, apesar das amplitudes de vibração serem muito semelhantes. Este comportamento deve-se ao facto da primeira frequência própria do modelo numérico, portanto 4,0 Hz, ser constante para todo o tempo de análise enquanto, pelo contrário, nas medições esta frequência apenas se ajusta até ao instante de tempo em que a locomotiva se encontra sobre a ponte, ou seja 1,2 s. Após este instante, em que a estrutura fica em vibração livre, a frequência vai aumentando para valores de cerca de 5,2 Hz, confirmando que a resposta da estrutura é influenciada pela massa do veículo circulante e pelos efeitos associados aos mecanismos de movimento dos apoios da ponte e das ligações entre os agregados do balastro, que em baixas amplitudes, provocam um aumento de rigidez na ponte. Quanto ao amortecimento o valor obtido das medições  $\xi=0.05$  foi aqui adoptado e conforme se pode observar corresponde à variação da amplitude da resposta da ponte em vibração livre.

### 2.3 O modelo estrutural da Ponte 12

A Ponte 12 é a ponte com o menor comprimento de vão das pontes analisadas em [5], trata-se de uma ponte enviesada, ver Fig. 1b) e Quadro 1. Os resultados das medições revelaram que o tabuleiro quando sujeito a vibrações mobiliza o que lhe é adjacente, pois para cada modo de vibração, registou-se a duplicação dos picos das frequências correspondentes aos modos de vibração simétricos e anti-simétricos. Este comportamento, é aqui notório, devido a vários factores, nomeadamente de a ponte ser enviesada, ter um vão pequeno, e os apoios dos tabuleiros serem colineares. Outro factor é a continuidade dos elementos que constituem a plataforma ferroviária quer segundo o eixo longitudinal da ponte quer segundo o eixo transversal. Todos estes factores mobilizam a resistência ao corte do balastro existente entre as pontes, fazendo com que as estruturas vibrem em conjunto.

Desenvolveu-se no software ADINA um modelo de elementos finitos tridimensional em que os dois tabuleiros se encontram ligados por molas verticais que pretendem simular nesta direcção a resistência do balastro ao corte. Nas extremidades dos tabuleiros integraram-se as molas horizontais que simulam as restrições inerentes à continuidade da via-férrea e ao impedimento de translação horizontal dos apoios, de acordo com a Fig. 3. As propriedades dos materiais são as utilizadas anteriormente na Ponte 1, as referidas no item 2.1. Quanto ao valor da rigidez das molas que simulam a resistência do balastro ao corte  $G_b$ , foi obtida por sucessivas comparações entre os valores das frequências dos modos de vibração do modelo numérico da ponte com os respectivos valores obtidos das medições, resultando  $G_b=35$  MPa. Desta forma o modelo definido apresenta para as quatro primeiras frequências próprias valores iguais a  $F_1=13.03$  Hz,  $F_2=15.94$  Hz,  $F_3=26.39$  Hz e  $F_4=34.30$  Hz, o que corresponde a um bom ajuste com os resultados das medições.

Quanto aos parâmetros utilizados para a definição da matriz de amortecimento foram  $\alpha=8.509$  s e  $\beta=2.177E-04$  s<sup>-1</sup> obtidos para os coeficientes de amortecimento de 5% e 1% para o 1º e 5º modos de vibração vertical da ponte medida.

### 2.3.1 Resposta dinâmica da Ponte 12

Para a comparação das acelerações medidas com as calculadas, considera-se a resposta da ponte quando da passagem de uma locomotiva que se deslocava à velocidade de 150 km/h sobre o tabuleiro adjacente à que se colocou os acelerómetros, portanto no sentido oposto ao dos comboios que circulam sobre o tabuleiro instrumentado. As características da locomotiva são as mencionadas no item 2.1.1.

A observação da Fig. 5 permite constatar que a resposta calculada se ajusta à resposta medida nos primeiros instantes de tempo cerca dos 0,7 s, tempo em que o primeiro eixo da locomotiva abandona a ponte e o quarto está prestes a entrar. Entre o tempo de 0,7 s e o tempo que a ponte fica em vibração livre, cerca dos 1,04 s, a frequência da resposta da ponte tem um comportamento decrescente, após a passagem da locomotiva sobre a ponte, o valor da frequência da resposta é crescente. Como na ponte anterior, a variação da frequência da resposta da estrutura instrumentada quando sujeita ao tráfego ferroviário revela que o comportamento dinâmico da ponte é influenciado por diversos parâmetros, nomeadamente a massa do veículo que circula e os efeitos de segunda ordem inerentes aos apoios da ponte e à camada do balastro existente sobre os tabuleiros. A rigidez de corte do balastro anteriormente determinada permite aferir a ligação entre os dois tabuleiros quando sujeitos à passagem dos comboios.

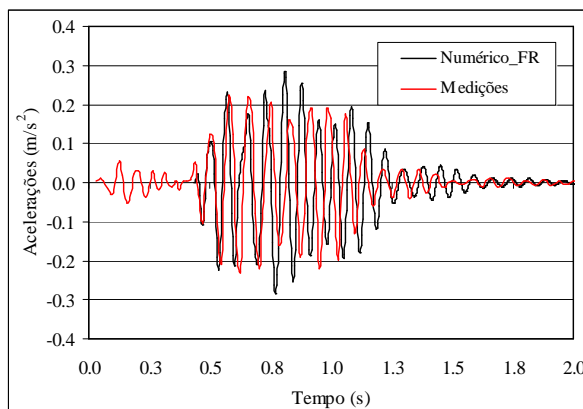


Figura 5. Comparação entre a resposta numérica e a resposta medida da Ponte 1 devido à passagem de uma locomotiva no tabuleiro adjacente ao instrumentado.

### 3. AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DAS IRREGULARIDADES

O modelo dinâmico de via-férrea considerado foi o modelo utilizado pela Comissão de Especialistas D214, para os estudos análogos a este [6]. Trata-se de um modelo bidimensional em que se modela o carril por intermédio de elementos de viga, cujas deformações atendem à teoria de Timoshenko, as travessas são consideradas por intermédio de massas concentradas ligadas superiormente ao carril e inferiormente ao balastro por um conjunto de mola e amortecedor de comportamento linear. A camada de balastro é considerada recorrendo a massas vibrantes sob as travessas e com as suas características de rigidez e amortecimento nas ligações entre a ponte e as travessas, os valores encontram-se tabelados em [6], ver Fig. 6. A ponte considerada é simplesmente apoiada em betão pré-esforçado, com 23,5m de vão, existente na rede ferroviária da Áustria, [1]. Atendendo às propriedades dos materiais e à secção transversal da estrutura,  $EI=18722000 \text{ kNm}^2$ , sendo o valor da primeira frequência própria,  $n_0=2,72 \text{ Hz}$ . Trata-se pois de uma ponte muito flexível em que não está dispensada a análise dinâmica, mesmo para velocidades de circulação inferiores a 200 km/h. A utilização do factor  $\phi''$  está comprometida na medida em que a primeira frequência própria desta estrutura está aquém do limite inferior indicado em [4]. Desta forma, a quantificação de  $\phi''$  requer uma análise dinâmica onde a interacção entre o veículo e a estrutura é utilizada.

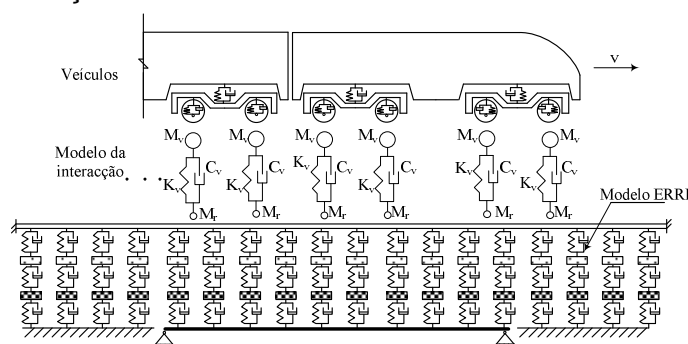


Figura 6. Modelo do sistema veículo/via-férrea/ponte para efectuar a interacção.

#### 3.1 Irregularidade de amplitude aleatória contínua em todo o carril

Nesta secção apresenta-se uma metodologia para a análise do comportamento dinâmico de pontes ferroviárias quando sujeitas à passagem de comboio de alta velocidade tendo em conta as características aleatórias das irregularidades na via-férrea. Para tal a interacção entre os veículos, via-férrea e ponte é utilizada de acordo com as condições

descritas em [5] e representadas na Fig. 6.

É utilizado um apropriado modelo matemático que simula as irregularidades da via-férrea, baseado em processos estocásticos estacionários cujas características de probabilidade são estabelecidas recorrendo à função densidade espectral de potência. Esta função é definida de acordo com o tipo de irregularidade a simular e com a classe de qualidade da via, [7]. Neste caso é utilizada a função que define a irregularidade de sobre-elevação:

$$G_r(\Omega) = \frac{A\Omega_2^2}{(\Omega^2 + \Omega_1^2)(\Omega^2 + \Omega_2^2)} \quad (2)$$

onde  $A=0.59E-06$  rad.m,  $\Omega_1=23.3E-03$  rad/m e  $\Omega_2=13.1E-02$  rad/m para a classe 6, definidos de acordo com Federal Railroad Administration. A Fig. 7 representa um perfil de irregularidades artificialmente gerado recorrendo a um intervalo de comprimentos de onda compreendido entre  $3 \leq \lambda \leq 25$  m, D1, conforme a norma [8] define para vias sujeitas a comboios de alta velocidade. A linha a vermelho representa o valor máximo que o desvio padrão pode assumir para um perfil deste tipo.

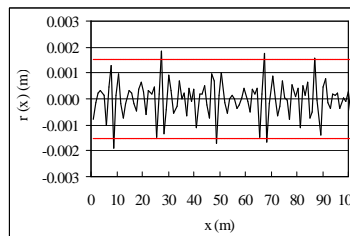


Figura 7. Irregularidades verticais da classe 6 da via férrea.

### 3.1.1 Resultados na ponte

Para a análise dos efeitos das irregularidades admitiu-se a passagem do comboio de alta velocidade ICE2 a diferentes velocidades que variam entre os 140 e os 300 km/h ( $1,2 \times 250$ ), com um intervalo de 5 km/h entre as velocidades consideradas, na zona de ressonância admitiu-se um menor incremento cerca de 2,5 km/h.

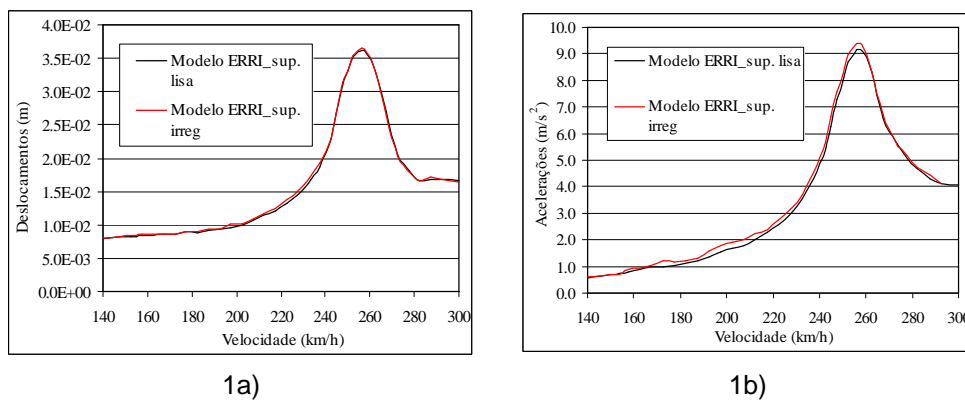


Figura 8. Comparação das respostas máximas da ponte sem e com um perfil de irregularidades da classe 6: a) Deslocamentos; b) Acelerações.

A Figura 8 representa as respostas máximas da ponte, em termos de deslocamentos e acelerações a meio vão. Como se pode observar pela Fig. 8 a introdução de um perfil de irregularidades de classe 6 não apresenta diferenças significativas na resposta da ponte. As maiores variações na resposta da ponte ocorrem em termos de acelerações e nas velocidades compreendidas entre os 160 km/h e os 257 km/h, a velocidade de ressonância da ponte. No entanto tal já não se passa para as forças de contacto entre a roda e o carril e para as acelerações nas massas suspensas dos veículos.

#### 4. CONCLUSÕES

As pontes ferroviárias, com vãos inferiores a 40 m, são estruturas muito sensíveis aos efeitos dinâmicos produzidos pela passagem de tráfego com velocidades superiores a 200 km/h de tal forma que se deve proceder à realização de análises dinâmicas das estruturas sujeitas à passagem de diversos comboios tipo, *HSLM*, preconizados nas normas, bem como dos vários comboios reais de alta velocidade.

No que diz respeito aos resultados derivados da identificação modal podemos concluir que o desenvolvimento de modelos de elementos finitos permitiu simular o comportamento dinâmico de pontes ferroviárias simplesmente apoiadas de betão armado e pré-esforçado de vãos médios confirmando os parâmetros que influenciam comportamento dinâmico deste tipo de ponte. Relativamente à presença das irregularidades, definidas para comprimentos de onda compreendidos entre  $3 \leq \lambda \leq 25$  m, poder-se-á dizer que estas influenciam a resposta da ponte em termos de acelerações para velocidades compreendidas entre os 160 e os 257 km/h, a velocidade de ressonância da ponte.

#### REFERÊNCIAS

- [1] Rebelo C., Simões da Silva L., Rigueiro C., Pircher M. - Dynamic behaviour of twin single-span ballasted railway viaducts – Fields measurements and modal identification, Engineering Structures, Março 2008
- [2] Rebelo C., Simões da Silva L., Rigueiro C., Gervásio H. - Medição de Vibrações em Viadutos Ferroviários de Médio Vão, *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, Série II, nº 2, pp. 35-45, 2007.
- [3] ERRI D214/RP9. - Rail Bridges for Speeds >200km/h. Final Report, European Rail Research Institute, Railway Technical Publications, 1999.
- [4] EN1991-2. - Actions on structures – Part 2: General actions – Traffic loads on Bridges, European Committee for Standardization, CEN, 2003.
- [5] Rigueiro, C. – Efeitos dinâmicos em pontes ferroviárias de pequeno e médio vão, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, 2009. 447p. Tese de Doutoramento.
- [6] ERRI D214/RP5. - Railway bridges for speeds > 200km/h, Numerical Investigations of the effect of track irregularities at bridge resonance, European Rail Research Institute, Railway Technical Publications, 1999.
- [7] Fryba L. - Dynamics of Railway Bridges. Thomas Telford, 1996.
- [8] EN13848-5 - Railway applications - Track- Track geometry quality – Part 5: Geometry quality levels, European Committee for Standardization, CEN, 2008.