

SIMULAÇÃO ESTOCÁSTICA DA PASSAGEM DE GRUPOS DE PEÕES SOBRE UMA PONTE CATENÁRIA

Leonel Ramos, Carlos Moutinho, Filipe Magalhães, Elsa Caetano e Álvaro Cunha

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP)
R. Dr. Roberto Frias, 4200-465 Porto, Portugal
E-mail: acunha@fe.up.pt Website: www.fe.up.pt/vibest

Palavras-chave: Pontes Pedonais, Catenária, Vibrações, Métodos Estocásticos

Resumo. *Apresenta-se uma metodologia de análise estocástica dos efeitos dinâmicos da passagem de grupos de peões sobre pontes pedonais, assumindo uma distribuição Gaussiana da frequência da passada, com valor médio em correspondência com frequências naturais da estrutura. As ferramentas computacionais desenvolvidas com base nesta metodologia foram aplicadas ao estudo do comportamento dinâmico de uma ponte catenária existente no Campus da FEUP, tendo os resultados obtidos por via numérica sido confrontados com valores previamente alcançados por via experimental, por forma a validar a formulação numérica desenvolvida.*

1. INTRODUÇÃO

A passagem de peões sobre pontes pedonais relativamente flexíveis pode suscitar níveis de vibração significativos quando se registre proximidade entre frequências naturais dominantes da excitação (em andamento normal, corrida ou salto rítmico), ou respectivos harmónicos, e uma frequência natural da estrutura.

Todavia, a passagem de grupos ou fluxos contínuos de peões pode naturalmente conduzir a níveis de vibração significativamente superiores, que importa avaliar e eventualmente controlar através da introdução de dispositivos de controlo adequados.

Nestas condições, o presente artigo visa caracterizar o desenvolvimento de uma metodologia de análise dos efeitos dinâmicos da passagem de grandes grupos de peões sobre pontes pedonais, envolvendo um algoritmo para a geração estocástica das cargas induzidas pelos peões, assumindo uma distribuição Gaussiana da frequência da passada, com valor médio em correspondência com frequências naturais da estrutura.

Este algoritmo foi utilizado com vista à análise dos efeitos dinâmicos induzidos sobre uma ponte catenária existente no Campus da FEUP, cujo modelo de elementos finitos foi previamente desenvolvido e calibrado experimentalmente [1], tendo em consideração o comportamento não-linear geométrico típico deste tipo de estruturas.

2. AVALIAÇÃO NUMÉRICA DO EFEITO DA ACÇÃO DOS PEÕES

2.1. Modelação matemática da acção de um peão isolado

Assumindo que o atravessamento de uma ponte pedonal é efectuado por um único peão, caminhando com uma velocidade constante v , a correspondente carga vertical aplicada, em cada instante de tempo t e a uma certa distância x de uma dada extremidade, pode ser representada pelo produto

$$P(x, t) = P(t) \cdot \delta(x - vt) \quad (1)$$

em que δ representa um impulso de Dirac e $P(t)$ é uma função contínua do tempo definida por

$$P(t) = G \cdot \left[1 + \sum_{k=1}^{\infty} \alpha_k \sin(k \cdot 2\pi \cdot f_p \cdot t - \phi_k) \right] \quad (2)$$

Nesta equação, G representa o peso do peão, f_p a frequência da passada, a qual oscila usualmente entre 1.6Hz e 2.4Hz em condições normais, e os coeficientes α_k e ϕ_k representam, respectivamente, a amplitude e fase associadas à contribuição do harmónico de ordem k da excitação. De acordo com Bachmann e Ammann [2], podem tomar-se os seguintes valores para esses coeficientes:

$$\begin{cases} \alpha_1 = 0.4; \alpha_2 = 0.1; \alpha_3 = 0.1; \phi_1 = 0; \phi_2 = \pi/2; \phi_3 = \pi/2 & , f_p \leq 2\text{Hz} \\ \alpha_1 = 0.25 \cdot f_p - 0.1; \alpha_2 = 0.1; \alpha_3 = 0.1; \phi_1 = 0; \phi_2 = \pi/2; \phi_3 = \pi/2 & , f_p > 2\text{Hz} \end{cases} \quad (3)$$

A Figura 1(a) representa a função $P(t)$ obtida para uma frequência da passada de 2Hz. A velocidade de passagem v depende da frequência da passada, podendo ser estimada através do ábaco da Figura 2(a).

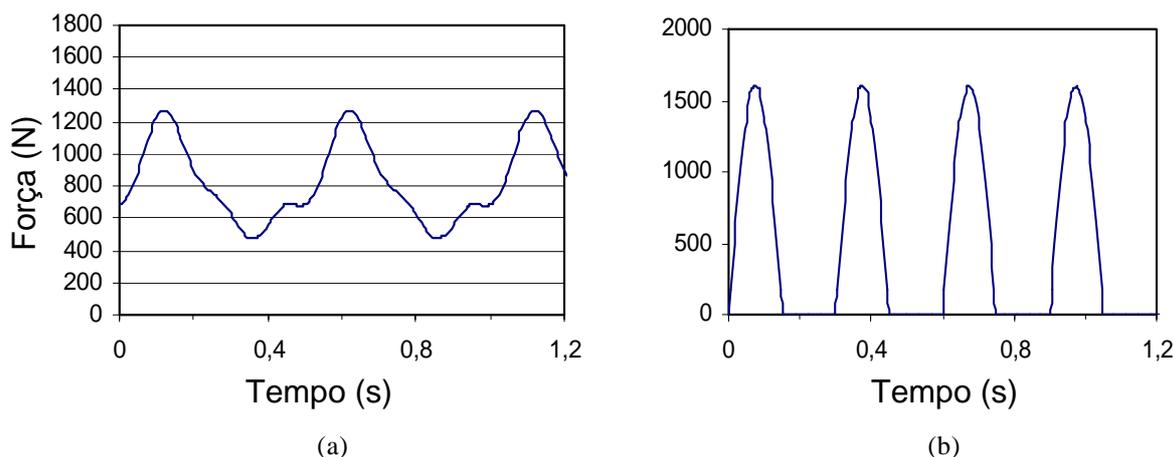


Figura 1. Função de carga $P(t)$ relativa a (a) um peão isolado em andamento normal, a 2Hz, e (b) a um peão isolado em corrida, a 3Hz.

Quando um peão corre sobre uma ponte pedonal, a correspondente acção vertical assume características diferentes. Nesse caso, o peão não toca simultaneamente com os dois pés na ponte e a função de carga respectiva pode ser traduzida pela seguinte expressão:

$$P(t) = \begin{cases} k_p \cdot G \cdot \sin(\pi t/t_p), & t \leq t_p \\ 0, & t_p < t \leq T_p \end{cases} \quad (4)$$

em que o valor do factor de impacto k_p se define em função do quociente t_p/T_p , de acordo com a Figura 2(c), representando t_p o tempo de contacto entre os pés e a ponte e T_p o período da passada, dado por $T_p = 1/f_p$. O tempo médio de contacto com o pavimento da ponte, t_p , é definido pela Figura 2(b). A Figura 1(b) mostra a função de carga associada a um peão em corrida a uma frequência de 3Hz. É de realçar que a frequência da passada em corrida pode oscilar entre cerca de 2.5Hz (corrida lenta) e 5Hz (“sprint”). Considera-se, contudo, que a frequência da passada em pontes pedonais não excede em geral 3.5Hz [1].

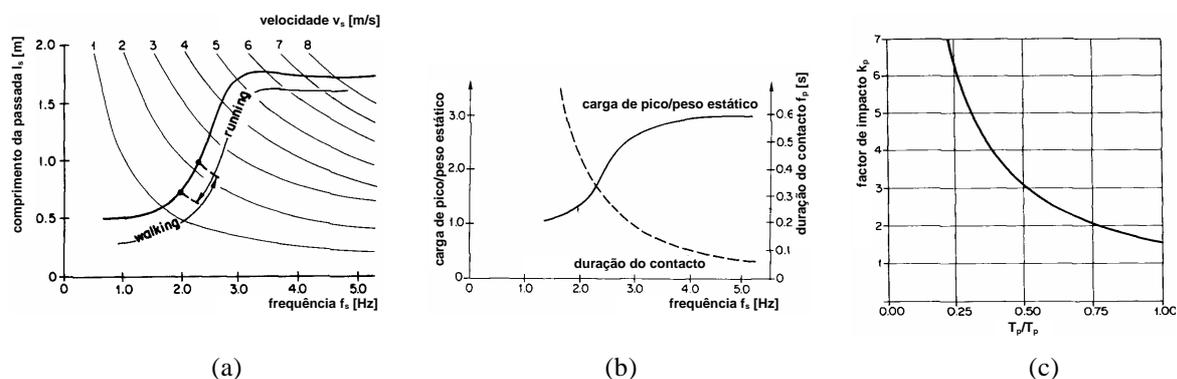


Figura 2. (a) Relação entre velocidade do peão, frequência e comprimento da passada [3]; (b) Relação entre factor de impacto k_p , tempo de contacto com o pavimento t_p e frequência de passada f_s [3]; Variação do factor de impacto k_p com t_p/T_p [2].

O movimento de peões sobre pontes pedonais é também responsável pela aplicação de acções laterais, resultantes da inclinação das pernas. Embora a magnitude destas acções, dominadas por uma frequência igual a metade da frequência da passada, seja consideravelmente inferior à das acções verticais, elas podem ter um papel particularmente importante caso haja coincidência entre a frequência dominante da acção e uma frequência natural da ponte associada a um modo de vibração lateral, podendo então a passagem de grandes massas de peões sobre a ponte originar elevados níveis de vibração lateral e, eventualmente, fenómenos de sincronização. De acordo com Kreuzinger [4], a função de carga lateral $P_h(x,t)$ pode ser expressa como

$$P_h(x, t) = P_h(t) \cdot \delta(x - vt) \quad (5)$$

em que $P_h(t)$ é definida por

$$P_h(t) = G \cdot [\alpha_1 \sin(\pi \cdot f_p \cdot t)] \quad (6)$$

Nesta expressão, a frequência da passada f_p é coincidente com o dobro da frequência dominante de oscilação na direcção lateral, $f_{0,lat}$, se esta frequência não exceder 1.25Hz. Caso contrário, ela coincide com aquela frequência. Por outro lado, $\alpha_1 = 0.1$ no primeiro caso, e $\alpha_1 = 0.05$ para $f_{0,lat} > 1.25Hz$, tal como referido na Tabela 1.

Frequência lateral dominante $f_{0,lat}$	Frequência da passada f_p	Coefficiente α_1
$f_{0,lat} \leq 1.25 Hz$	$f_p = 2 \cdot f_{0,lat}$	$\alpha_1 = 0.1$
$f_{0,lat} > 1.25 Hz$	$f_p = f_{0,lat}$	$\alpha_1 = 0.05$

Tabela 1. Definição da acção lateral aplicada por um peão isolado

2.2. Avaliação simplificada dos efeitos de grupos de peões

A caracterização da acção de grupos de peões circulando sobre pontes pedonais pode ser efectuada em três níveis distintos: (i) passagem de pequenos grupos sincronizados; (b) passagem de pequenos grupos não sincronizados; (iii) passagem de um fluxo contínuo.

No primeiro caso, a aceleração máxima induzida por n peões, $a_{máx,n}$, obtém-se a partir da aceleração máxima originada por um peão isolado, $a_{máx}$, através da relação

$$a_{máx,n} = n \cdot a_{máx} \quad (7)$$

No segundo caso, assumindo uma distribuição de Poisson [5] para a caracterização probabilística relativa à entrada de peões na ponte, a aceleração máxima induzida pelo grupo, $a_{máx,n}$, pode ser avaliada pela expressão

$$a_{máx,n} = \sqrt{n} \cdot a_{máx} \quad (8)$$

A passagem de um fluxo contínuo de peões pode conduzir a uma tendência de sincronização do movimento do grupo, em especial quando as amplitudes de deslocamento atingem valores da ordem de 10 a 20mm [6]. Segundo Fujino *et al* [7], considerando uma velocidade de passagem v igual a 1.5m/s e assumindo uma densidade média de 1peão/m², a aceleração máxima causada por um grupo de n peões, $a_{máx,n}$, pode ser avaliada por

$$a_{máx,n} = 0.2 \cdot n \cdot a_{máx} \quad (9)$$

o que pressupõe uma taxa de sincronização da ordem de 20%. Uma proposta alternativa foi também apresentada por Kreuzinger [4], contemplando em particular possíveis efeitos de sincronização associados a movimentos laterais.

2.3. Simulação estocástica da passagem de grupos de peões

Uma forma mais sofisticada de avaliar os efeitos dinâmicos decorrentes da passagem de grandes grupos de peões sobre pontes pedonais pode basear-se na idealização da acção como sobreposição das acções individuais dos numerosos peões circulando sobre a estrutura, as quais variam no tempo e no espaço. Além disso, sendo a estrutura particularmente sensível a acções harmónicas com frequências iguais às suas frequências naturais, uma forma adequada de antever os níveis máximos de vibração ocasionados pela passagem de uma grande massa de peões consiste em assumir uma distribuição Gaussiana da frequência da passada dos peões, com valor médio coincidente com cada uma das frequências críticas da estrutura e desvio-padrão compatível com o grau de dispersão habitualmente detectado em ensaios experimentais.

Nesta perspectiva, foi desenvolvida, no âmbito do presente trabalho, uma rotina em MATLAB para geração aleatória das acções aplicadas por um grande fluxo de peões circulando sobre uma ponte pedonal. O algoritmo subjacente ao desenvolvimento desta rotina baseou-se nas seguintes ideias base:

- O grupo de peões é caracterizado por uma determinada densidade e por um comprimento correspondente à extensão da sua disposição ao longo do eixo da ponte;
- Os peões são posicionados no espaço com afastamentos iguais ao longo da direcção longitudinal da ponte, satisfazendo a densidade e o comprimento acima referidos;
- O algoritmo possibilita a quantificação das cargas verticais e laterais induzidas pelos peões (em andamento normal ou corrida), de acordo com as expressões anteriormente apresentadas na secção 2.1;
- A velocidade de circulação e a massa dos peões supõem-se constantes;
- A frequência da passada associada a cada peão é gerada artificialmente de acordo com uma distribuição Gaussiana com valor médio e desvio-padrão dados;
- As funções de carga relativas à aplicação de cargas por um peão em cada ponto ao longo da estrutura são subsequentemente utilizadas para avaliar as forças nodais equivalentes nos diferentes nós da malha de elementos finitos utilizada na discretização da estrutura, utilizando funções de interpolação lineares associadas a cada elemento (A Figura 3 caracteriza esquematicamente a obtenção destas forças, assumindo uma frequência da passada de 2Hz).

A rotina de geração aleatória de cargas, cujo menu de entrada se apresenta na Figura 4, serve para a caracterização automática das acções, posteriormente utilizada pelo “software” comercial de análise estrutural SOLVIA, com vista à avaliação da resposta dinâmica da ponte pedonal à passagem do grupo de peões com as características consideradas.

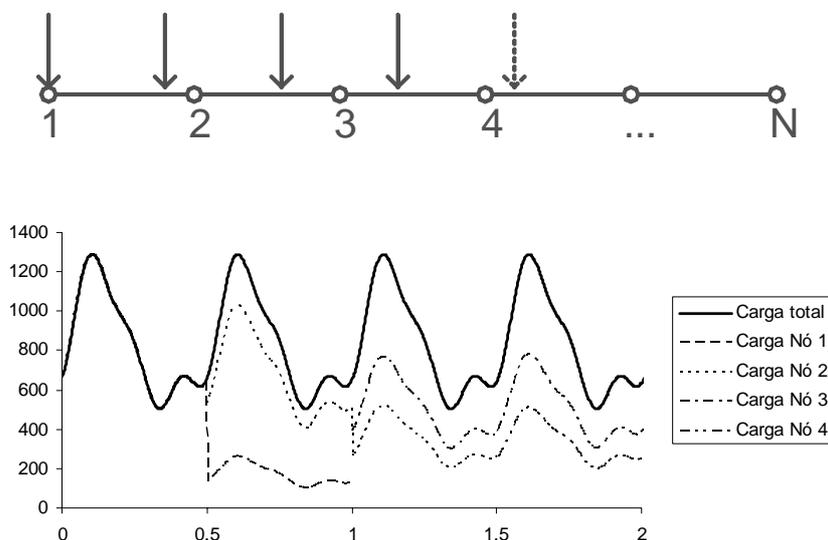


Figura 3. Caracterização esquemática da avaliação de forças nodais equivalentes com base na função de carga associada a um peão

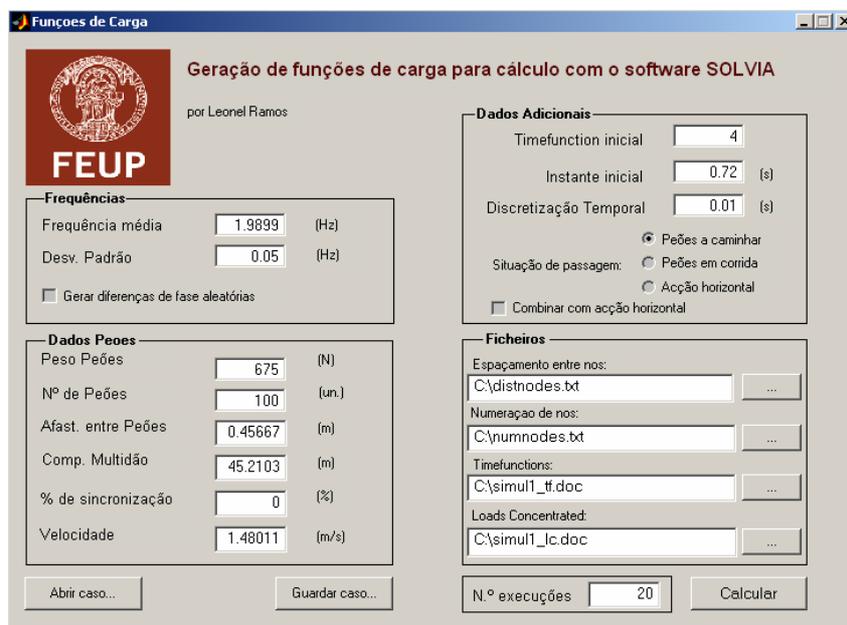


Figura 4. Janela de introdução relativa ao programa de geração aleatória de cargas de peões

3. ANÁLISE DA PONTE CATENÁRIA DA FEUP

3.1. Caracterização da estrutura

A ponte pedestre que integra o novo campus da Faculdade de Engenharia do Porto (Figura 5) foi projectada pelo Gabinete de Projectos ENCIL (1998), sendo constituída por um tabuleiro do tipo “stress-ribbon” contínuo, apoiado nos encontros e num pilar intermédio, formando dois vãos de 28m e 30m.



Figura 5. Vista da ponte pedonal da FEUP

A laje de tabuleiro constitui uma estrutura laminar de betão armado com 3.8m de largura e cerca de 0.15m de espessura, cuja resistência é dada por 4 cabos embebidos na secção de betão traccionados entre os encontros (Figura 6). A forma curva da estrutura resulta do equilíbrio estático entre as forças gravíticas e as forças de tracção nos cabos.

O pilar central, cuja extremidade superior possui uma cota de 2m acima da cota dos encontros, é uma estrutura metálica formada por 4 tubos dispostos segundo as arestas de uma pirâmide quadrangular invertida, ligados superiormente por uma “sela” de desvio dos cabos do tabuleiro e cujo vértice forma uma rótula. Sendo a resistência às acções horizontais conferida pelos cabos traccionados, tornou-se necessária a utilização de um sistema de apoio longitudinal durante a fase construtiva.

De acordo com a memória descritiva do projecto [8], o processo construtivo assentou nos seguintes passos fundamentais: (i) instalação e esticamento dos cabos até se atingir em cada um uma força de 750kN; (ii) colocação de pré-lajes com uma largura de 1m de forma progressiva e alternada, de um e outro lado do pilar, começando na face vertical anterior dos encontros e terminando junto ao limite da “sela” central; (iii) betonagem do tabuleiro de forma aproximadamente simétrica em relação ao pilar central após montagem da armadura passiva, terminando sobre as “selas” de desvio, onde é utilizado um sistema de escoramento deformável apropriado, de modo a assegurar uma curvatura de 6m de raio; (iv) injeção das juntas entre as pré-lajes com “grout epoxi”, após endurecimento do betão; (v) eventual aplicação de um pré-esforço adicional nos cabos do tabuleiro, a fim de corrigir a geometria da estrutura; (vi) injeção dos cabos com calda de cimento.

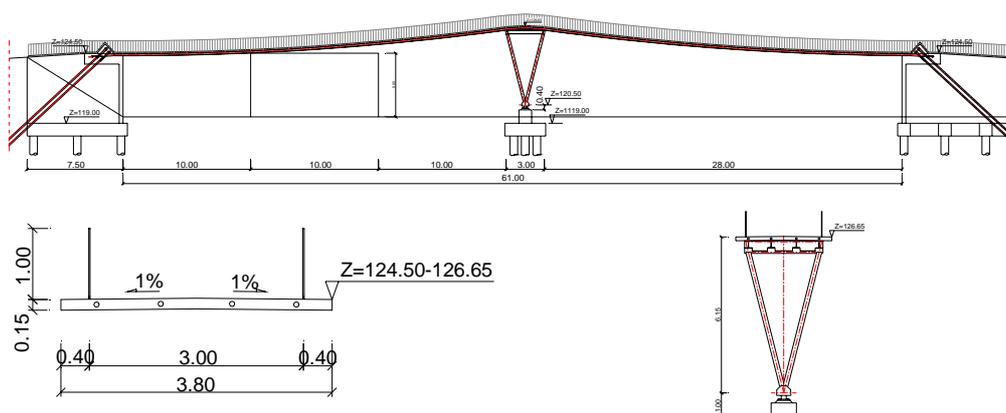


Figura 6. Alçado e secção transversal da ponte pedonal

3.2. Parâmetros modais identificados

A identificação experimental dos parâmetros dinâmicos mais relevantes da estrutura foi realizada, numa primeira fase (Teste 1, 28 de Março de 2003), através de um ensaio de vibração ambiental preliminar, tendo em vista a calibração e validação experimental de um modelo de elementos finitos desenvolvido para simular o comportamento estático e dinâmico da ponte [1].

Posteriormente, foram realizados outros ensaios de identificação modal, por forma a comparar o desempenho e os resultados da aplicação simultânea de técnicas convencionais de “input-output” (com vibrador electrodinâmico ou martelo de impulsos) e “output-only”. Estes ensaios tiveram lugar a 5 de Outubro de 2004 (Teste 2) e foram complementados por algumas medições adicionais em 6 de Novembro seguinte (Teste 3) [9].

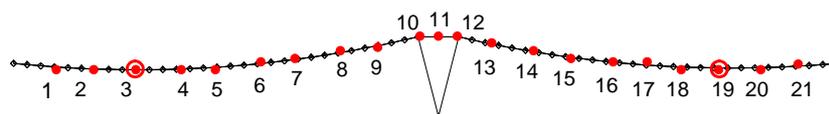


Figura 7. Pontos de medida considerados nos ensaios de identificação modal

As Tabelas 2 e 3 resumem as estimativas de frequências naturais e de coeficientes de amortecimento modais obtidas recorrendo à aplicação do método RFP (“Rational Fraction Polynomial Method”), no caso dos ensaios de vibração forçada (com martelo ou vibrador), ou dos métodos de identificação estocástica PP (“Peak-Picking”), FDD (“Frequency Domain Decomposition”) e SSI (“Stochastic Subspace Identification”), no caso dos ensaios de vibração ambiental. Uma descrição mais detalhada deste trabalho é apresentada por Cunha *et al.* na referência [9]. Na Figura 8, apresentam-se complementarmente representações gráficas dos modos de vibração identificados.

Em relação às frequências naturais, pode observar-se uma concordância muito boa entre valores identificados através das várias técnicas de identificação, embora se verifique que o martelo de impulsos não permitiu detectar a existência de dois modos com frequências próximas de 2Hz, e que se registou uma ligeira diminuição dos valores das frequências entre o Teste 1 (Março 2003) e os Testes 2 e 3 (Out /Nov. 2004), provavelmente em resultado de alguma degradação estrutural e de efeitos térmicos.

Em relação aos coeficientes de amortecimento modais, pode também constatar-se uma razoável concordância das estimativas obtidas através dos ensaios de vibração ambiental em relação às estimativas proporcionadas pela utilização do vibrador, apesar de se verificar uma dispersão consideravelmente superior de resultados.

Teste 1			Testes 2 / 3		
PP	FDD	SSI	Martelo	Vibrador	FDD
0.990	0.984	0.983	0.979	0.972	0.965
2.083	2.093	2.083	2.051	2.043	2.018
2.178	2.101	2.136	-	2.072	2.023
2.423	2.411	2.408	2.446	2.382	2.341
3.857	3.745	3.743	3.630	3.590	3.594
4.229	4.239	4.241	4.100	4.165	4.092
5.726	5.547	5.705	5.374	5.461	5.407

Tabela 2. Frequências naturais identificadas (Hz) [9].

Teste 1		Testes 2 / 3		
FDD	SSI	Vibrador (RFP)	Vibrador (vib. livre)	FDD
1.65	1.56	1.07	1.22/1.26	1.51
1.11	1.27	1.40	1.09/1.20	1.31
1.37	2.10	1.51	1.24/1.80	1.98
1.97	1.84	1.72	-	1.09
1.84	2.12	1.78	1.81/1.89	2.37
2.19	2.21	2.00	-	2.13
2.04	2.82	1.92	-	1.74

Tabela 3. Coef. amort. modais identificados (%) [9].

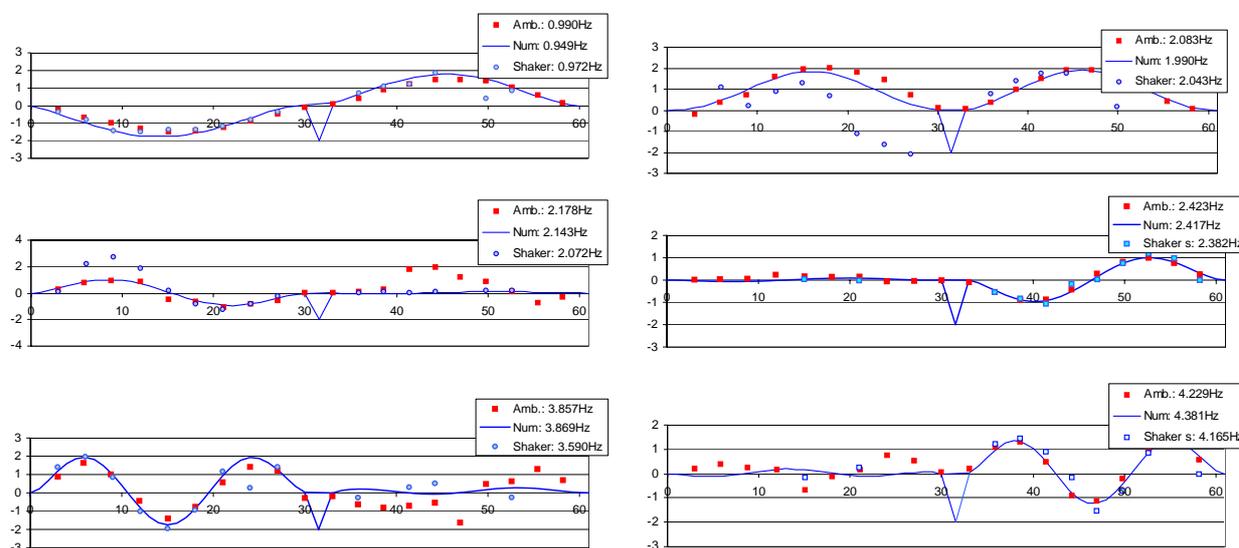


Figura 8. Modos de vibração identificados vs calculados [9].

3.3. Modelação de elementos finitos e validação experimental

Com o objectivo de simular numericamente o comportamento dinâmico da ponte, foi construído anteriormente um modelo de elementos finitos, o qual foi sucessivamente calibrado tendo em consideração as frequências naturais e modos de vibração identificados. Este trabalho, descrito com maior detalhe por Caetano e Cunha [1], permitiu compreender a complexidade de funcionamento da estrutura, resultante do seu funcionamento marcadamente não-linear geométrico. Permitiu também concluir que os esforços axiais de tracção nos cabos são significativamente inferiores aos valores previstos no projecto e que a laje de betão se encontra já afectada por alguma degradação, particularmente ao nível das juntas entre elementos pré-fabricados. De acordo com este estudo, um modelo de elementos finitos plano que conduz a parâmetros modais calculados bastante bem correlacionados com os correspondentes parâmetros identificados (como se pode observar aliás na Figura 8) é o que se consegue através do seguinte procedimento:

- discretizando o tabuleiro em elementos finitos de treliça com características de rigidez axial correspondentes às dos cabos de aço e considerando a respectiva força de esticamento inicial;
- aplicando progressivamente as cargas correspondentes à colocação do betão, traduzindo a sequência do processo construtivo;
- activando subseqüentemente elementos de viga, por forma a simular a rigidez à flexão da laje de betão;
- considerando a possibilidade de rotações parciais entre elementos de viga, para simular a falta de selagem das juntas;
- introduzindo certas reduções de área e de inércia nos elementos de viga, por forma a simular efeitos de fendilhação do betão e de falta de aderência entre o betão pré-fabricado e o colocado in-situ.

3.4. Avaliação de efeitos dinâmicos induzidos pela passagem de peões

Como se pode observar na Figura 8, a ponte catenária em análise apresenta 3 frequências naturais no intervalo 2.0-2.5Hz, facto que justifica a vulnerabilidade da estrutura à acção dinâmica dos peões.

Assim, no contexto deste trabalho, procurou-se, numa primeira fase, simular a passagem sobre a ponte de um peão isolado com uma frequência de passagem praticamente coincidente com uma das frequências críticas, comparando-se os resultados numéricos obtidos, em termos de acelerações, com valores resultantes de medições experimentais para validação do procedimento numérico utilizado.

Numa segunda fase, procedeu-se à simulação estocástica do comportamento dinâmico da ponte sob a acção de um grupo de peões em andamento normal ou corrida, de acordo com a metodologia descrita na secção 2, tendo os resultados numéricos obtidos sido também confrontados com valores colhidos experimentalmente.

Em ambos os casos, os coeficientes de amortecimento modais da estrutura foram criteriosamente fixados, tendo em consideração valores identificados experimentalmente.

3.4.1. Passagem de um peão isolado

Recorrendo à utilização de 2 sismógrafos, foram registadas acelerações com uma frequência de amostragem de 100Hz, em 2 pontos relevantes da estrutura (antinodos dos 2º e 3º modos de vibração, traduzidos pelos pontos 17 e 19 da Figura 7, respectivamente), correspondentes à passagem de um peão isolado sobre a ponte em andamento normal, tentando excitar predominantemente cada um daqueles modos, cujas frequências naturais valem, segundo o modelo numérico desenvolvido, 1.990Hz e 2.143Hz, respectivamente.

Simultaneamente, e no sentido de voltar a confirmar a ordem de grandeza dos amortecimentos modais identificados, foram também colhidos registos da resposta em vibração livre da estrutura após ter sido excitada em ressonância por dois peões em salto rítmico, actuando sucessivamente a 1/2 e 1/3 do vão maior (Figuras 9(a) e (b)).

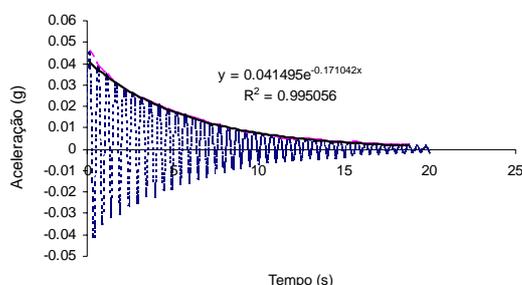


Figura 9(a). Registo a 1/2 do maior vão
Amortecimento médio do 2º modo: 1.37%

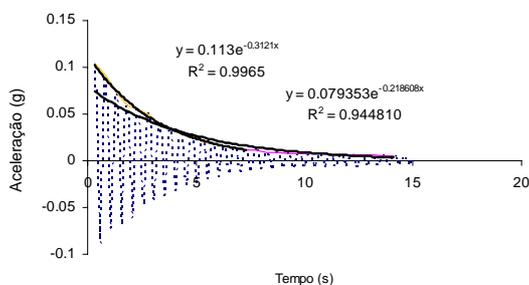


Figura 9(b). Registo a 1/3 do maior vão
Amortecimento médio do 3º modo: 1.67%

Durante o ensaio experimental realizado, a definição da frequência de passagem foi efectuada com o auxílio de um metrónomo digital. A velocidade do peão foi calculada através da medição do tempo total da passagem, com recurso a um cronómetro, sendo conhecida a distância total percorrida sobre o tabuleiro.

Nas Figuras 10 a 13, apresenta-se uma comparação entre as séries temporais de aceleração medidas e calculadas numericamente (tomando como coeficientes de amortecimento modais os valores indicados nas Figuras 9(a) e (b)), nos dois pontos de observação considerados.

Da observação dessas figuras, pode concluir-se ter-se alcançado uma concordância bastante boa entre resultados experimentais e numéricos, sendo as discrepâncias registadas por certo devidas em parte ao facto de a modelação matemática da acção dos peões não atender à inclinação variável do tabuleiro. Com efeito, durante a descida, um peão transmite ao tabuleiro uma carga superior à traduzida pela função de carga teórica, sucedendo o inverso na subida. Este facto deve ser tido em conta na apreciação crítica dos resultados obtidos.

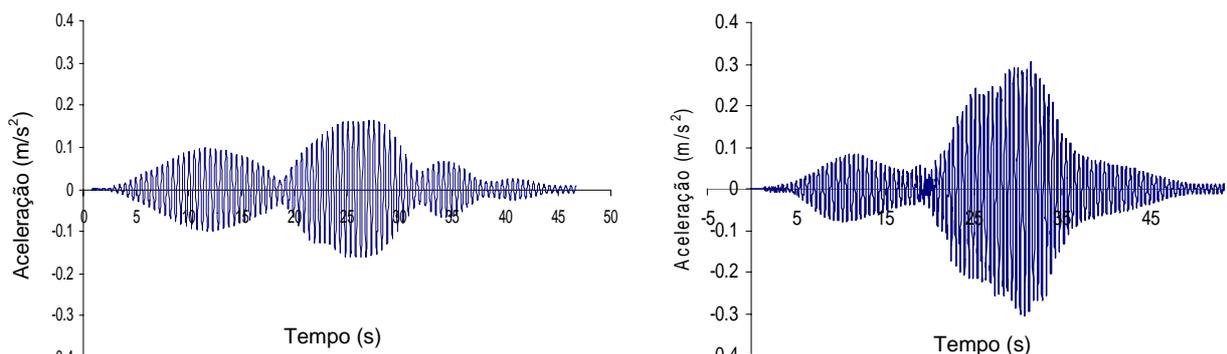


Figura 10. Resposta calculada (esquerda) vs medida (direita) a 1/3 maiorvão (1 peão, $f=1.990\text{Hz}$).

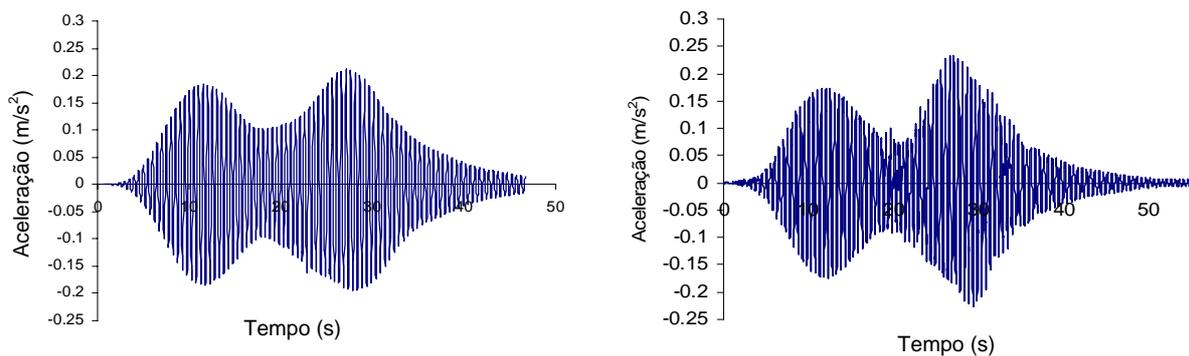


Figura 11. Resposta calculada (esquerda) vs medida (direita) a 1/2 maiorvão (1 peão, $f=1.990\text{Hz}$).

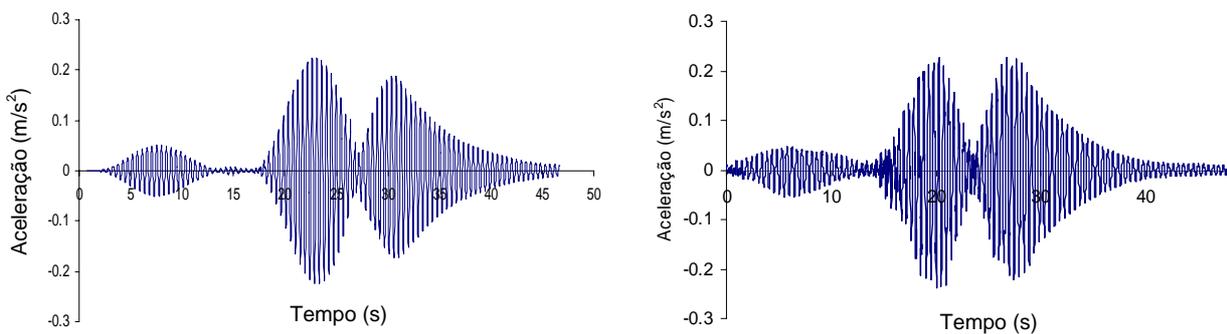


Figura 12. Resposta calculada (esquerda) vs medida (direita) a 1/3 maiorvão (1 peão, $f=2.143\text{Hz}$).

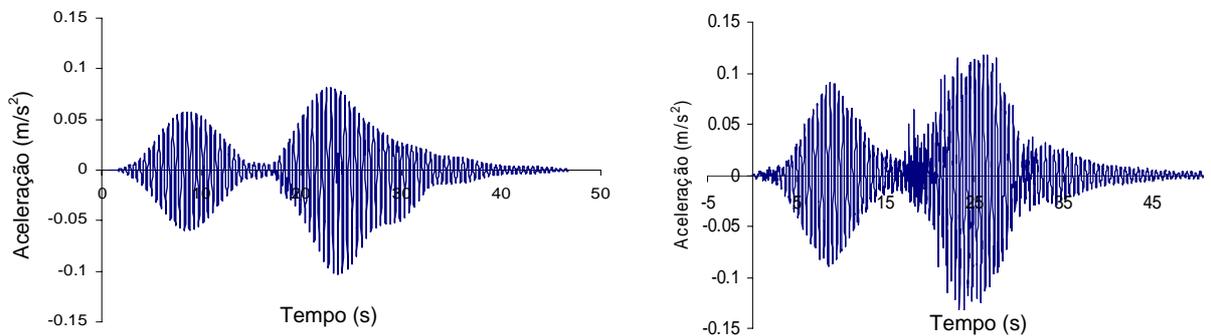


Figura 13. Resposta calculada (esquerda) vs medida (direita) a 1/2 maiorvão (1 peão, $f=2.143\text{Hz}$).

3.4.2. Passagem de grupos de peões

A análise dos efeitos dinâmicos induzidos pela passagem de um grande grupo de peões sobre a ponte foi previamente efectuada por via experimental [10], recorrendo a um grupo de cerca de 100 estudantes da FEUP, que a atravessaram em diferentes situações, até se atingir uma densidade máxima observada de cerca de $1\text{peão}/\text{m}^2$. A passagem dos peões sobre a ponte efectuou-se sempre em andamento normal, com uma frequência de passagem próxima dos 2Hz, tendo-se em alguns casos procurado sincronizar o movimento dos peões através da utilização de um metrónomo. A resposta dinâmica da ponte foi medida através de sismógrafos independentes sincronizados, colocados em pontos situados a $1/3$ e $1/2$ vão. As Figuras 14 e 15 mostram, respectivamente, a imagem de um dos atravessamentos efectuados e a correspondente série temporal de acelerações medidas a $1/3$ do maior vão, situação em que atingiu uma densidade observada de cerca de $0.73\text{peões}/\text{m}^2$. Os valores máximos medidos de aceleração a $1/3$ e $1/2$ do maior vão foram neste caso de 1.33 e $1.06\text{m}/\text{s}^2$, respectivamente. É de realçar que os ensaios então efectuados evidenciaram também alguma dificuldade de sincronização artificial dos peões, porventura resultante em parte da inclinação variável do tabuleiro, não se tendo registado por isso um acréscimo muito significativo de acelerações (os valores máximos obtidos foram da ordem de $1.8\text{m}/\text{s}^2$).



Figura 14. Passagem de grupo de 100 peões

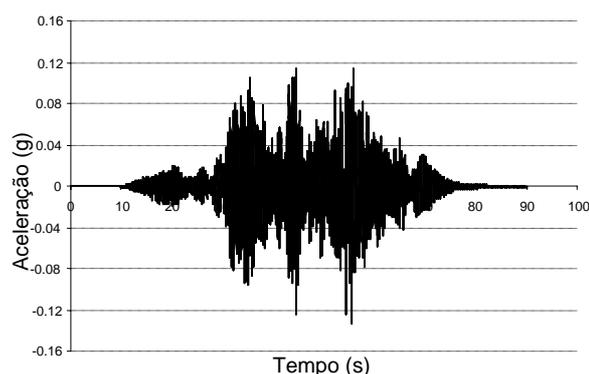


Figura 15. Acelerações medidas a $1/3$ maior vão

Neste contexto, procedeu-se, no âmbito do presente trabalho, à simulação estocástica do comportamento dinâmico da ponte, admitindo uma densidade humana de $0.73\text{peões}/\text{m}^2$ e considerando uma distribuição Gaussiana da frequência da passada, nas seguintes duas situações distintas:

- Andamento normal do grupo de 100 pessoas, com valor médio da frequência da passada de 1.990Hz , tentando estimular predominantemente o 2° modo de vibração;
- Andamento normal do grupo de cem pessoas, com valor médio da frequência da passada de 2.143Hz , tentando estimular predominantemente o 3° modo de vibração.

Complementarmente, foi ainda considerada a possibilidade de atravessamento da ponte por 6 pares de peões espaçados de 2.5m , em corrida, com um valor médio da frequência de passagem de 2.417Hz , tentando estimular predominantemente o 4° modo de vibração.

Em qualquer dos três casos, foram considerados dois valores alternativos para o desvio-padrão da frequência de passagem de 0.05 e 0.10Hz. A fixação dos coeficientes de amortecimento modais teve em conta os valores previamente identificados por Cunha et al [9] e o facto de o amortecimento tender a crescer com o nível das oscilações, tendo-se assumido assim os valores de 2%, 2.5% e 2%, respectivamente para os 2º, 3º e 4º modos de vibração da estrutura. Para cada situação considerada foram realizadas 20 simulações, caracterizando-se nas figuras seguintes a forma como evolui o valor médio das acelerações máximas calculadas em função do número de simulações realizadas. Na Tabela 4, resumem-se os principais valores obtidos em termos de acelerações máximas (médias e de pico).

Frequência (Hz)	Desvio-padrão (Hz)	Aceleração máxima média (m/s ²) / desvio padrão			Aceleração máxima de pico (m/s ²)		
		1/2 menorvão	1/3 maiorvão	1/3 menorvão	1/2 menorvão	1/3 maiorvão	1/3 menorvão
1.990	0.05	1.19/0.24	1.05/0.24	---	1.91	1.80	---
1.990	0.1	1.13/0.29	1.13/0.18	---	1.72	1.55	---
2.143	0.05	0.92/0.17	1.61/0.45	---	1.11	2.37	---
2.143	0.1	0.96/0.16	1.53/0.29	---	1.20	2.08	---
2.417	0.05	---	---	1.81/0.53	---	---	3.04
2.417	0.1	---	---	1.55/0.31	---	---	2.07

Tabela 4. Principais resultados da simulação estocástica da passagem de grupos de peões

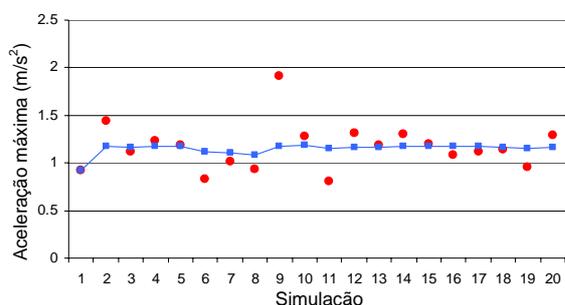


Figura 16. Acelerações máximas a 1/2 menorvão (f=1.990, $\sigma=0.05$ Hz)

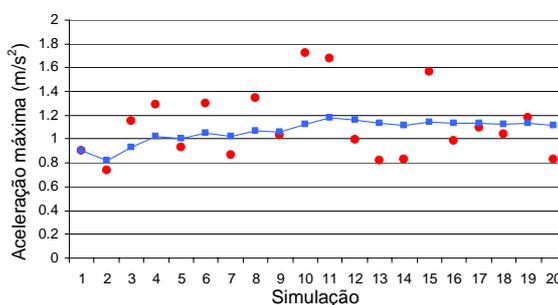


Figura 17. Acelerações máximas a 1/2 menorvão (f=1.990, $\sigma=0.1$ Hz)

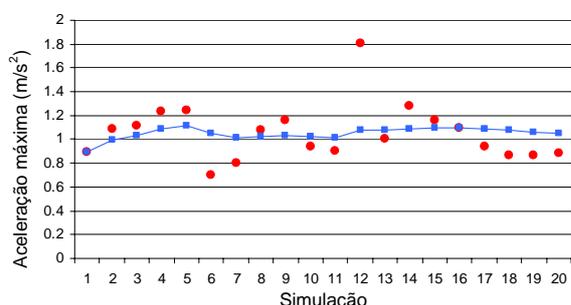


Figura 18. Acelerações máximas a 1/3 maiorvão (f=1.990, $\sigma=0.05$ Hz)

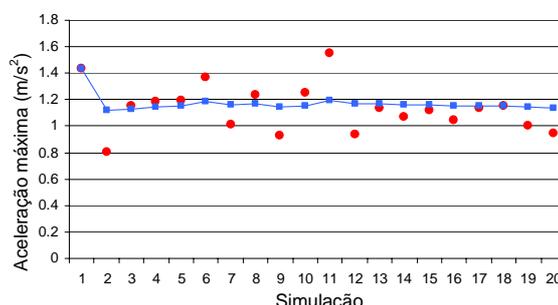


Figura 19. Acelerações máximas a 1/3 maiorvão (f=1.990, $\sigma=0.1$ Hz)

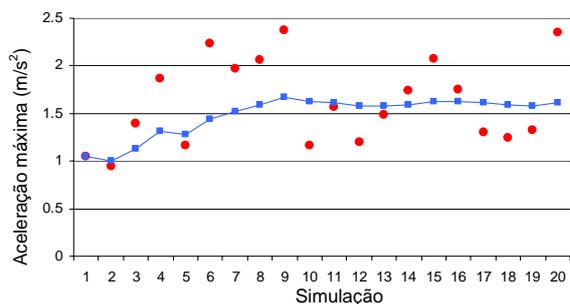


Figura 20. Acelerações máximas a 1/3 maior vão ($f=2.143$, $\sigma=0.05\text{Hz}$)

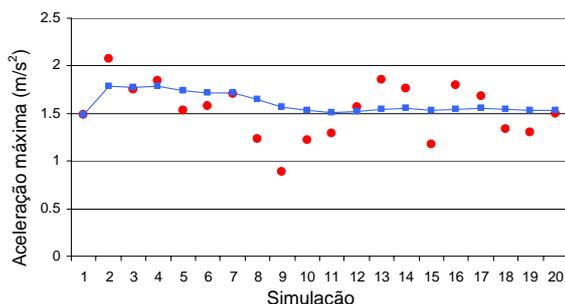


Figura 21. Acelerações máximas a 1/3 maior vão ($f=2.143$, $\sigma=0.1\text{Hz}$)

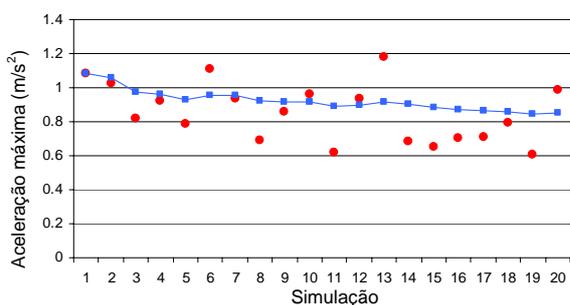


Figura 22. Acelerações máximas a 1/2 menor vão ($f=2.143$, $\sigma=0.05\text{Hz}$)

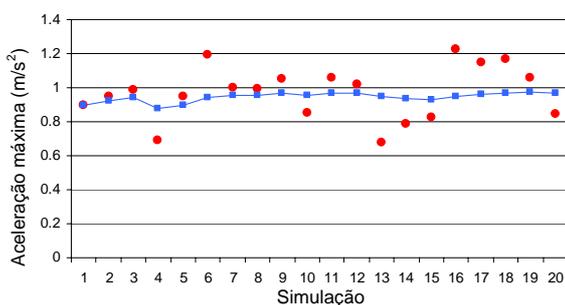


Figura 23. Acelerações máximas a 1/2 menor vão ($f=2.143$, $\sigma=0.1\text{Hz}$)

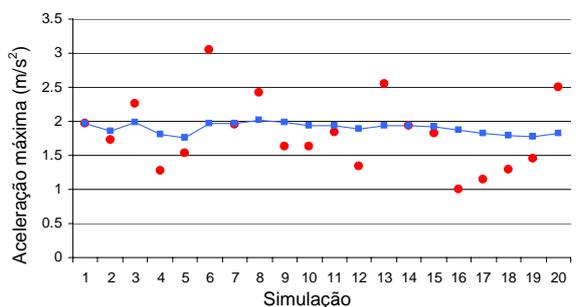


Figura 24. Acelerações máximas a 1/3 menor vão ($f=2.417$, $\sigma=0.05\text{Hz}$)

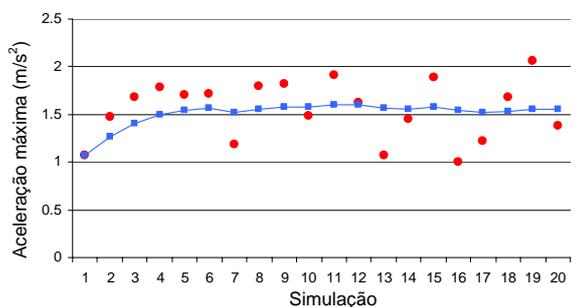


Figura 25. Acelerações máximas a 1/3 menor vão ($f=2.417$, $\sigma=0.1\text{Hz}$)

Estes resultados permitem assim constatar uma concordância relativamente boa entre os valores máximos médios de acelerações calculados e os valores medidos experimentalmente, facto que confere maior confiança à utilização das ferramentas numéricas desenvolvidas.

3.5. Confronto com limiares de aceitabilidade

A definição de critérios de conforto em pontes pedonais é efectuada em vários códigos limitando o valor da aceleração máxima vertical induzida pela passagem de um peão isolado sobre a ponte, geralmente em função da frequência de vibração crítica da estrutura. A Tabela 5 resume alguns dos valores limite indicados.

Regulamento	Aceleração limite a_{cr} (m/s^2)
BS5400	$0.5 f_0^{0.5}$ ($f_0=2Hz$; $a_{cr}=0.71m/s^2$)
ONT 83	$0.25 f_0^{0.78}$ ($f_0=2Hz$; $a_{cr}=0.43m/s^2$)
EC5.2	0.70
ISO/ DIS 10137	0.59

Tabela 5. Valores limite da aceleração máxima induzida por um peão isolado

No que respeita à passagem de grupos de peões, a regulamentação é omissa, sendo todavia razoável tomar como aceleração máxima tolerável pelo ser humano o valor de $1.8m/s^2$ [2], valor aliás confirmado através de inquéritos realizados [10] junto dos alunos da FEUP que participaram nos ensaios experimentais.

Nestas circunstâncias, os valores máximos de acelerações encontrados para a ponte catenária da FEUP permitem concluir que:

- São satisfeitos os critérios de conforto humano indicados na Tabela 5, referentes à passagem de um peão isolado;
- A passagem do grupo de 100 peões considerado neste estudo, em andamento normal, leva a níveis de aceleração superiores, mas ainda não fortemente incomodativos para o ser humano;
- Mesmo no caso da passagem de um grupo de 12 peões em corrida, estimulando o 4º modo de vibração, o valor médio da aceleração máxima não tende a exceder o limite de $1.8m/s^2$, embora em algumas simulações se atinjam pontualmente valores de aceleração superiores a $2m/s^2$, quando se considera um desvio-padrão da frequência de passagem de apenas 0.05Hz.

4. CONCLUSÕES

Neste trabalho, foi apresentada uma metodologia de análise dos efeitos dinâmicos da passagem de grupos de peões sobre pontes pedonais, envolvendo um algoritmo para a geração estocástica das cargas induzidas pelos peões, assumindo uma distribuição Gaussiana da frequência da passada, com valor médio em correspondência com frequências naturais da estrutura.

Este algoritmo foi utilizado com vista à análise dos efeitos dinâmicos induzidos sobre uma ponte catenária existente no Campus da FEUP, cujo modelo de elementos finitos foi

previamente desenvolvido e calibrado experimentalmente, tendo em consideração o comportamento não-linear geométrico típico deste tipo de estruturas.

Os resultados numéricos apresentados foram confrontados com valores experimentais colhidos através de uma campanha de medições realizada com a colaboração de um grupo de 100 alunos da FEUP, tendo-se podido constatar uma satisfatória concordância de resultados, o que confere maior confiança às ferramentas de análise numérica desenvolvidas, de grande interesse do ponto de vista da previsão e controlo de níveis de vibração suscitados pela acção dos peões em pontes pedonais, a nível de projecto.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio concedido pela Comissão Europeia no âmbito do Projecto de Investigação Europeu “Advanced Load Models for Synchronous Pedestrian Excitation and Optimized Design Guidelines for Steel Footbridges (SYNPEX)”.

REFERÊNCIAS

- [1] Caetano, E. e Cunha, A., *Experimental and numerical assessment of the dynamic behaviour of a stress-ribbon footbridge*. Structural Concrete, Journal of FIB, 5, No.1, pp.29-38, 2004.
- [2] Bachmann, H. e W. Ammann, *Vibrations in Structures Induced by Man and Machines*. IABSE Structural Engineering Documents, No. 3e, 1987.
- [3] Wheeler, J.E., *Prediction and Control of Pedestrian Induced Vibration in Footbridges*. Journal of Structural Division, ASCE, 1982. Vol. 108(ST9): p. pp. 2045-2065.
- [4] Kreuzinger, H., *Dynamic Design Strategies for Pedestrian and Wind Actions*. Footbridge 2002, Paris, 2002.
- [5] Matsumoto, Y., N. T., e K. Matsuzaki, *Dynamic design of footbridges*. IABSE Proceedings, 1978: p. pp. 17-78.
- [6] Newland, D.E., *Pedestrian excitation of bridges - recent results*. Tenth International Congress on Sound and Vibration, 2003.
- [7] Fujino, Y., Pacheco, B., Nakamura, S. E. e Waarnitchai, P., *Synchronization of Human Walking Observed During Lateral Vibration of a Congested Pedestrian Bridge*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1993. Vol. 22: p. pp. 741-758
- [8] ENCIL 1998, *U. P. Pólo 2, Passagem para Peões - Projecto Base*.
- [9] Cunha, A., Caetano, E., Moutinho, C. e Magalhães, F., *Damping identification in a stress-ribbon footbridge*. 6th European Conference on Structural Dynamics (EURODYN'2005), Paris, 2005.
- [10] Cunha, A, Caetano, E., Moutinho, C., Magalhães, F. e Ramos, L., *Measurements of Vibrations induced by groups of pedestrians walking on the stress-ribbon footbridge of FEUP Campus*, SYNPEX Project Research Report, FEUP, 2005.