

Ensaio de identificação das propriedades dinâmicas de um modelo experimental de alvenaria

Mendes, N.¹; Lourenço, P.B.¹; Campos Costa, A.²

¹ ISISE, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho

² Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas, Laboratório Nacional de Engenharia Civil



RESUMO

Em engenharia sísmica é usual recorrer-se a modelos experimentais para avaliar o desempenho sísmico das estruturas. No entanto, os modelos construídos em laboratório experimentam diferentes estágios até à realização dos ensaios sísmicos. O estudo apresentado nesta comunicação tem por objectivo avaliar a variação das propriedades dinâmicas de um modelo de alvenaria, desde os estágios após construção até ao ensaio sísmico. Neste foram realizados ensaios de vibração ambiental e forçada. Os ensaios de vibração forçada foram realizados com recurso a diferentes níveis de excitação imposta na base da estrutura, tendo por objectivo avaliar a variação dos parâmetros modais em função da amplitude do sinal de excitação. Os resultados do estudo permitiram concluir que a variação das propriedades dinâmicas entre os estágios é significativa, ocorrendo acumulação de dano. Além disso, concluiu-se que o modelo apresenta comportamento não linear, função das amplitudes dos sinais de excitação utilizados em ensaios de vibração forçada.

1- INTRODUÇÃO

Os métodos experimentais utilizados na engenharia sísmica permanecem insubstituíveis (Carvalho, 1998); para além destes permitem concluir directamente sobre o desempenho do comportamento das estruturas sob acção sísmica, são fundamentais na calibração das ferramentas numéricas.

Em geral, as comunicações científicas que abordam os estudos que recorrem aos métodos experimentais da engenharia sísmica concentram-se nos ensaios em que é aplicada a acção sísmica (cíclicos, pseudo-dinâmicos e em plataforma sísmica). Esta comunicação tem por objectivo avaliar as propriedades dinâmicas de um modelo de alvenaria de

pedra com quatro pisos e pavimentos flexíveis, desde um primeiro estágio, logo após construção, até um estágio anterior ao ensaio sísmico. Entre estes estágios o modelo foi deslocado dentro da sala de ensaios e fixo à plataforma sísmica. A avaliação foi realizada através de ensaios de vibração ambiental e forçada em plataforma sísmica.

Ramos et al. (2005) realizaram um estudo sobre a variação das propriedades dinâmicas de um modelo de alvenaria com um apenas um piso, no qual se concluiu que o valor da frequência do 1º modo de vibração no ensaio de vibração forçada na plataforma sísmica é aproximadamente igual a 50% do valor inicial (após construção). Note-se que neste estudo foram detectadas fendas visíveis no

modelo em consequência das suas deslocações na sala ensaios e devido à amplitude do sinal de excitação.

O modelo em estudo apresenta vulnerabilidades (valor reduzido da tensão resistência à tracção da alvenaria e ligações débeis entre as fachadas e os pavimentos) que induzem alterações das suas propriedades dinâmicas globais. Assim, foram realizados ensaios de vibração forçada com recurso a sinais de excitação com diferentes amplitudes. Estes têm por objectivo a avaliar a variação dos parâmetros dinâmicos do modelo em função da excitação imposta na sua base e, conseqüentemente, concluir sobre o regime (linear ou não linear) em que estes ensaios são realizados.

Waltering et al. (2007) realizaram uma investigação sobre a detecção de dano em estruturas de engenharia civil com recurso à identificação modal em regime não linear. Neste foram ensaiadas três vigas de betão armado (sem dano, dano localizado e dano disperso), no qual se concluiu que a relação entre a amplitude da fonte de excitação e a variação das propriedades dinâmicas é distinta em função das condições iniciais dos modelos.

Por último, esta comunicação aborda, também, conhecimentos relacionados com as leis de semelhança para a construção de modelos à escala reduzida e os planos de ensaio utilizados num modelo de alvenaria que se destaca pelas elevadas dimensões.

2- MODELO EXPERIMENTAL

2.1 - Descrição geral

O modelo experimental corresponde a um protótipo à escala reduzida dos edificios gaioleiros (1870-1930). Esta tipologia de edificios é caracterizada pelo período de transição entre a aplicação das técnicas anti-sísmicas dos edificios pombalinos e os edificios de betão armado. Estes edificios mantêm-se ainda em utilização e, provavelmente, apresentam a maior vulnerabilidade sísmica do parque habitacional de Portugal.

O protótipo tem quatro pisos com paredes em alvenaria de pedra e pavimentos em madeira. As paredes exteriores são constituídas por duas empenas cegas e duas fachadas com aberturas.

Devido ao limite de capacidade de carga e às dimensões da plataforma sísmica, o modelo experimental (Fig. 1) foi construído à escala reduzida 1:3, tendo em consideração as leis de semelhança de Cauchy (ver Secção 2.2). Em planta, o modelo tem $4.15 \times 3.15 \text{ m}^2$ e a espessura das paredes é igual a 0.17 m. A altura entre pisos é igual a 1.2 m. Na construção dos pavimentos utilizaram-se vigas de madeira orientadas na direcção do menor vão do modelo e painéis de MDF. Os painéis foram agrafados às vigas de madeira, deixando entre estes juntas de cerca de 1 mm, simulando-se, desta forma, a flexibilidade dos diafragmas desta tipologia de edificios.

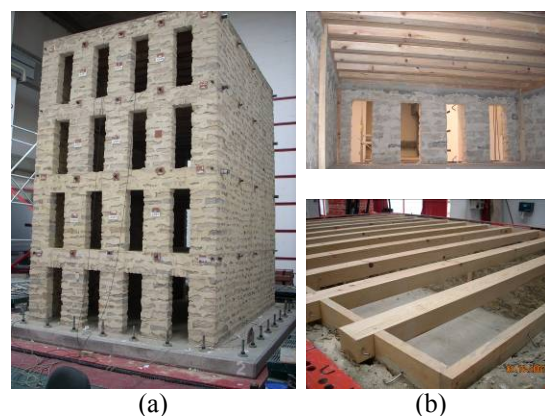


Fig. 1 – Modelo experimental: (a) vista geral; (b) pormenores dos pavimentos.

2.2 - Leis de semelhança

A análise dimensional é um método que permite simplificar problemas físicos complexos, através da definição das variáveis dimensionais fundamentais ou independentes (dados do problema) e do conhecimento das relações entre estas (variáveis dependentes). Esta abordagem descreve, de forma indirecta, as leis físicas dos fenómenos com recurso a um menor número de variáveis.

Uma das aplicações da análise dimensional é a definição de leis de semelhança. Em termos físicos, a

semelhança refere-se à equivalência entre objectos ou fenómenos que efectivamente são diferentes (Sonin 2001). As leis de semelhança são fundamentais para a realização de ensaios laboratoriais em que os modelos não podem ser construídos à escala real, tais como, a maioria dos ensaios em plataforma sísmica.

Para que um modelo experimental represente o protótipo é necessário que se satisfaça as semelhanças (Carvalho 1998): (a) de geometria; (b) da relação de tensão-extensão dos materiais; (c) da massa e das forças gravíticas; (d) das condições iniciais e de fronteira.

A semelhança geométrica resulta, geralmente, da aplicação directa dos factores de escala. Esta pode revelar-se difícil de se cumprir rigorosamente em função da complexidade da construção dos elementos a escalas muito reduzidas, como por exemplo, as unidades de alvenaria e os elementos de reforço.

A simulação das relações tensão-extensão dos materiais à escala reduzida é complexa, mesmo quando se utiliza exactamente os mesmos materiais no protótipo e no modelo experimental. Além disso, as escalas muito reduzidas exigem o uso de materiais específicos para o efeito que são difíceis de preparar.

A semelhança de massa e das forças gravíticas é, geralmente, cumprida com recurso às leis de semelhança de Cauchy e de Froude. O número de Cauchy corresponde à relação entre as forças de inércia e as forças de restituição elástica,

$$\frac{\rho L^3 v^2}{EL^3} = \frac{\rho v^2}{E} \quad (1)$$

por sua vez, o número de Froude relaciona as forças de inércia e as forças gravíticas,

$$\frac{\rho L^3 v^2}{\rho L^3 g} = \frac{v^2}{Lg} \quad (2)$$

onde ρ é a massa específica, L é o comprimento, v é a velocidade, E é o módulo de elasticidade e g é a aceleração da gravidade.

A simulação real do comportamento sísmico das estruturas exige o cumprimento das duas leis de semelhança (Cauchy + Froude). No entanto, quando são utilizadas as mesmas propriedades materiais no protótipo e no modelo, e uma vez que a aceleração de gravidade não pode ser escalada nos ensaios experimentais, a relação entre as forças de inércia e as forças gravíticas implica que a massa do modelo seja λ (factor de escala) vezes superior à massa do protótipo (Tabela 1). O aumento da massa pode ser realizado com recurso a massas adicionais ao nível dos pisos (estruturas de betão armado com massas concentradas) ou com elementos de aço distribuídos no modelo (estruturas de alvenaria).

Tabela 1 – Factores de escala das leis de semelhança (Carvalho 1998).

Parâmetro	Cauchy	Cauchy + Froude
Comprimento [L]	$L_p/L_M=\lambda$	$L_p/L_M=\lambda$
Mo. de elasticidade [E]	$E_p/E_M=1$	$E_p/E_M=1$
Massa específica [ρ]	$\rho_p/\rho_M=1$	$\rho_p/\rho_M=\lambda^{-1}$
Área [A]	λ^2	λ^2
Volume [V]	λ^3	λ^3
Massa [m]	λ^3	λ^2
Deslocamento [d]	λ	λ
Velocidade [v]	1	$\lambda^{1/2}$
Aceleração [a]	λ^{-1}	1
Peso [w]	λ^3	λ^2
Força [F]	λ^2	λ^2
Momento [M]	λ^3	λ^3
Tensão [σ]	1	1
Extensão [ϵ]	1	1
Tempo [t]	λ	$\lambda^{1/2}$
Frequência [f]	λ^{-1}	$\lambda^{-1/2}$

(P e M correspondem, respectivamente, ao protótipo e ao modelo experimental)

Por último, no que se refere às condições iniciais e de fronteira, geralmente, em ensaios em plataforma sísmica a interacção solo-estrutura não é simulada. Assim, a ligação entre a plataforma sísmica e o modelo experimental não apresenta grandes dificuldades, utilizando-se, geralmente, vigas ou lajes de fundação de betão armado como elemento de interacção.

Tomažević e Klemenc (1997) apresentaram um estudo de verificação da resistência sísmica de edifícios de alvenaria confinada, recorrendo-se a

modelos à escala reduzida 1:5 construídos de acordo com uma aplicação alternativa das leis de semelhança da descrita anteriormente. Os requisitos para a construção dos modelos referem-se à semelhança da distribuição de massa e rigidez ao longo da altura do edifício, bem como, à semelhança da razão entre as tensões actuantes e resistentes das paredes alvenaria. Na aplicação das leis de semelhança utilizaram-se factores de escala para os parâmetros apresentados na Tabela 1, bem como, para as propriedades mecânicas e de resistência dos materiais.

No caso em estudo foi utilizada apenas a lei de semelhança de Cauchy. O facto que não se cumprir a relação entre as forças de inércia e as forças gravíticas deve-se à impossibilidade de adicionar massa ao sistema. A massa total do modelo experimental (20 t) mais a laje de fundação de betão armado (10 t) é aproximadamente igual a 30 t e a capacidade de carga máxima da plataforma sísmica triaxial é igual 40 t. Segundo as leis de Cauchy mais Froude a massa total do sistema seria igual a 70 t, excedendo a capacidade da plataforma. Este condicionalismo não resulta inevitavelmente numa solução favorável à formação dos mecanismos de colapso da estrutura sob acção sísmica para o modelo em relação ao protótipo, pois apesar da ausência da massa adicional originar um estado de compressão nas paredes inferior ao real (situação favorável), as forças de inércia são, também, inferiores às reais (situação desfavorável). Uma das alternativas para simular correctamente o estado de tensão devido ao peso próprio da estrutura seria o uso elementos de pré-esforço nas paredes, no entanto, não corrigiria a redução das forças de inércia.

Note-se que os resultados experimentais apresentados nas Secções seguintes correspondem ao modelo experimental à escala reduzida, devendo ser relacionados com o protótipo de acordo com a lei de Cauchy ($\lambda = 3$) apresentada na Tabela 1.

3- PLANO DE ENSAIOS

3.1 - Tipos de ensaios e objectivos

O programa experimental inclui ensaios de identificação dinâmica das propriedades da estrutura e ensaios sísmicos, tendo por objectivo definir as curvas de vulnerabilidade dos edifícios gaioleiros. Nesta comunicação apresenta-se apenas a fase inicial do programa, respectiva aos ensaios de identificação dinâmica antes da primeira série sísmica.

Os ensaios apresentados têm por objectivo avaliar diferentes métodos de identificação das propriedades dinâmicas do modelo, bem como, avaliar a acumulação de dano desde os estágios após construção do modelo à colocação na plataforma sísmica. Além disso, realizou-se um estudo sobre a influência da amplitude do sinal de excitação dos ensaios de vibração forçada nas propriedades dinâmicas do modelo experimental. Em resumo, foram realizados ensaios de vibração ambiental do modelo fora (na laje da sala de ensaios) e na plataforma sísmica, e ensaios de vibração forçada na plataforma sísmica com diferentes amplitudes do sinal de excitação. Na Tabela 2 apresenta-se esquematicamente os estágios dos ensaios.

Tabela 2 – Estágios dos ensaios de identificação dinâmica.

Estágio	Localização do modelo	Vibração	Amplitude do sinal
A	Laje	Ambiental	-
B	Plataforma	Ambiental	-
C1 (REF)			50%
C2			25%
C3	Plataforma	Forçada	75%
C4			100%
C5			50%

3.2 - Instrumentação

Os ensaios de vibração ambiental fora e na plataforma sísmica foram realizados com recurso a 4 disposições de instrumentação diferentes (setups), relacionados através de 8 pontos de referência. Nestes foram medidos a resposta em aceleração de 80 graus de liberdade normais ao plano das paredes de

alvenaria (Fig. 2). Adicionalmente, nos ensaios de vibração ambiental com o modelo na plataforma sísmica foram medidos 6 pontos na plataforma, permitindo avaliar a sua resposta. A instrumentação incluiu acelerómetros piezoeléctricos (sensibilidade: 10V/g e 1 V/g) para medição das acelerações na estrutura e um posto de aquisição de sinal, constituído pelo sistema SCXI da National Instruments (www.ni.com) e o programa de processamento de sinal LNEC-SPA (Mendes 2009). Na Fig. 3 apresenta-se o esquema tipo dos ensaios de vibração ambiental.

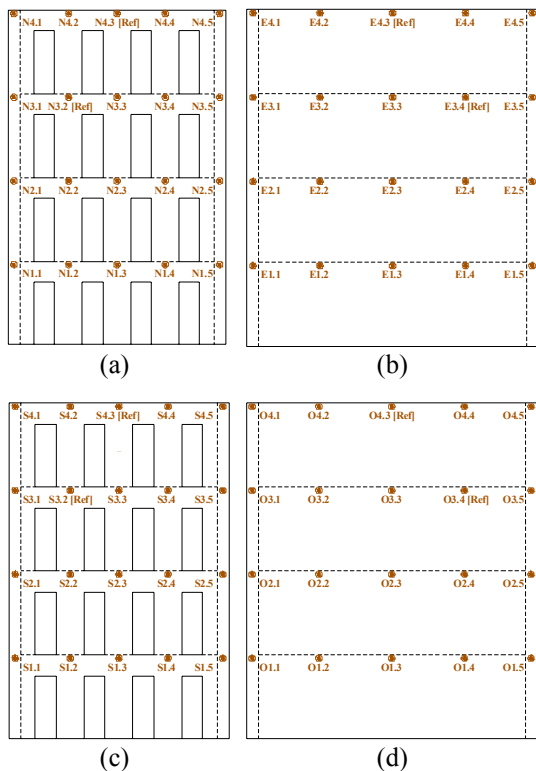


Fig. 2 – Pontos de medição da resposta do modelo: (a) fachada Norte; (b) empena Este; (c) fachada Sul; (d) empena Oeste.

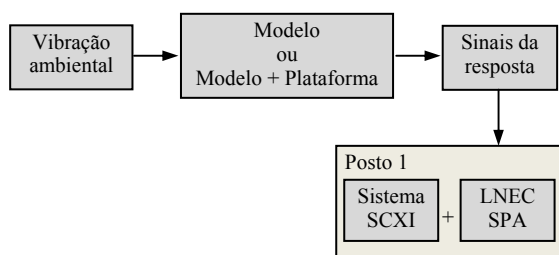


Fig. 3 – Esquema tipo dos ensaios de vibração ambiental.

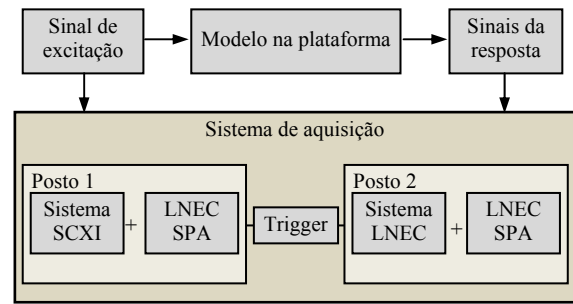


Fig. 4 – Esquema dos ensaios de vibração forçada.

Nos ensaios de vibração forçada utilizaram-se dois sinais de ruído branco, aplicados segundo direcções ortogonais ao nível da base do modelo. Uma vez que este tipo de ensaios apenas pode ser realizado em um setup, e tendo em consideração o elevado número de pontos de medição em simultâneo, foi necessário um plano de ensaios mais complexo que o descrito anteriormente. Além dos transdutores utilizados nos ensaios de vibração ambiental, utilizaram-se também acelerómetros piezoeléctricos com sensibilidade igual a 0.1 V/g. Apesar de estes serem menos sensíveis, obteve-se uma boa relação sinal / ruído. A aquisição em simultâneo dos sinais de 82 transdutores (80 na estrutura e 2 na plataforma) implicou o uso de 2 postos de aquisição sincronizados através de um *trigger* (Fig. 4).

4- ENSAIOS DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

4.1 - Modelo na laje da sala de ensaios

O primeiro ensaio de identificação dinâmica (Estágio A) foi realizado no local em que o modelo foi construído, após um período de endurecimento da argamassa de cerca de 3 meses. A base do modelo encontrava-se assente na laje da sala de ensaios.

No Estágio A foram utilizados dois métodos de identificação das propriedades dinâmicas implementados no programa ARTeMIS (2009), nomeadamente o *Enhanced Frequency Decomposition Domain* (EFDD) e o *Stochastic Subspace Identification - Unweighted Principal Components* (SSI-UPC).

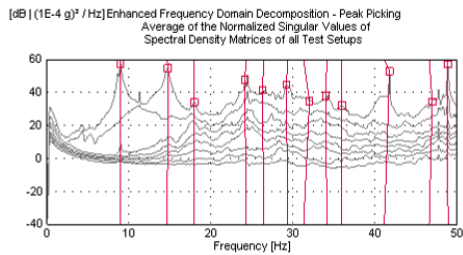


Fig. 5 – Média dos valores singulares normalizados do método EFDD (Estágio A).

No processo de identificação das propriedades dinâmicas, estimaram-se claramente 3 modos de vibração numa gama de frequências inferiores a 20 Hz.

Acima deste valor, os picos não se manifestaram de forma tão clara (Fig. 5), devido à dificuldade em excitar os modos superiores e à existência de vários modos locais das paredes de alvenaria. Verificou-se que os modos locais das paredes combinam-se entre si e ocorrem em frequências próximas, dificultando a identificação dos modos da estrutura.

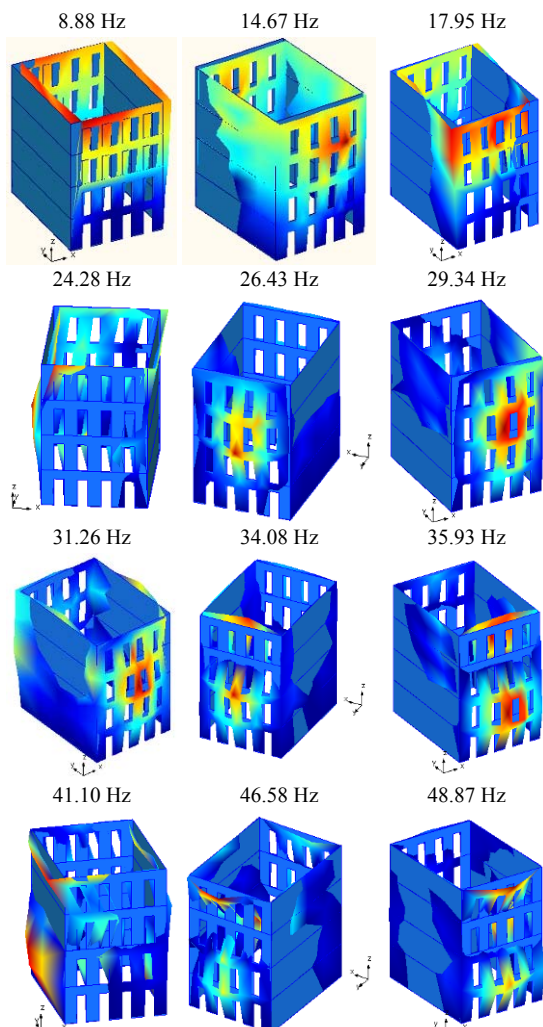


Fig. 6 – Modos de vibração do Estágio A (EFDD).

Na totalidade foram identificados 12 modos de vibração (Tabela 3 e Fig. 6): 6 modos globais e 6 modos locais das paredes. De acordo com o esperado, o primeiro modo global ocorre segundo a direcção transversal do modelo (8.88 Hz / 8.93 Hz). Na direcção das empenas sem aberturas, o modelo é consideravelmente menos flexível (14.67 Hz). Os modos locais ocorrem nas fachadas e podem ser distinguidos pelo tipo de curvatura da configuração modal (simples, dupla e tripla). Além disso, as fachadas apresentam frequências diferentes para o mesmo tipo de modal local (afastamento médio de 2.35 Hz). Este fenómeno está relacionado com a heterogeneidade do modelo de alvenaria, nomeadamente com a ligação fraca e artesanal entre fachadas e pavimentos.

Tabela 3 – Frequências estimadas no Estágio A.

Descrição	EFDD		SSI-UPC	
	Freq. (Hz)	ζ (%)	Freq. (Hz)	ζ (%)
1º Transversal	8.88	0.79	8.93	0.98
1º Longitudinal	14.67	1.12	14.67	1.47
1º Distorção	17.95	0.77	17.89	1.09
2º Transversal	24.28	0.15	24.16	2.85
1º Fachadas Sul	26.43	0.67	26.19	1.89
1º Fachada Norte	29.34	0.63	29.31	1.29
1º Combinado	31.26	1.10	31.34	2.33
2º Fachada Sul	34.08	0.60	34.09	0.98
2º Fachada Norte	35.94	0.74	35.39	4.52
3º Transversal	41.10	0.67	41.07	0.88
3º Fachada Sul	46.58	0.09	47.09	5.16
3º Fachada Norte	48.87	0.08	48.88	0.29

Os métodos EFDD e SSI-UPC estimaram os valores das frequências de ressonância do modelo sem diferenças significativas (máximo igual a 1.5 % relativamente ao método EFDD). No entanto, os coeficientes de amortecimento crítico apresentam valores muito reduzidos e significativamente diferentes segundo o método adoptado. Apesar de só por si a quantificação do amortecimento das estruturas ser complexa, os valores reduzidos dos coeficientes de amortecimento crítico estão, também, relacionados com a baixa amplitude de vibração induzida no modelo (Tabela 3). Note-se que o ensaio foi realizado na sala ensaios, na qual os níveis de vibração ambiental são reduzidos.

Por último, foi realizada uma comparação dos modos de vibração estimados através dos diferentes métodos com recurso aos MACs (ARTEMIS 2009). Com excepção do 3º modo local da fachada Sul, os MACs apresentam-se próximo da unidade, reforçando a validade dos modos de vibração estimados.

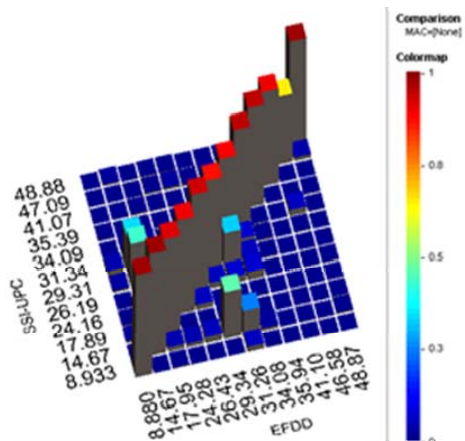


Fig. 7 – MAC do Estágio A (EFDD vs SSI-UPC).

4.2 - Modelo na plataforma sísmica

Após a primeira caracterização, o modelo foi elevado, através de quatro pontos da laje, trasladado e fixo à plataforma. Finalizada esta operação, realizou-se, novamente, o ensaio de vibração ambiental (Estágio B).

Os resultados preliminares do ensaio apresentaram um elevado número de modos de vibração e dificuldades na estimativa do 1º modo longitudinal. Estes factos estão relacionados com as alterações nas condições iniciais e de fronteira.

No que se referem às condições de fronteira, realizou-se um novo setup com 6 pontos de medição na plataforma, tendo por objectivo caracterizar resposta dos seus 6 graus de liberdade, e com os 8 postos de referência. A inclusão deste setup foi conclusiva, demonstrando que o elevado número de picos candidatos a frequências naturais do modelo (Fig. 8) estão directamente relacionados os graus de liberdade da plataforma sísmica. De facto, não se pode considerar a plataforma sísmica como imóvel. Além disso, surgem modos de vibração que correspondem ao sistema em conjunto (modelo mais plataforma sísmica).

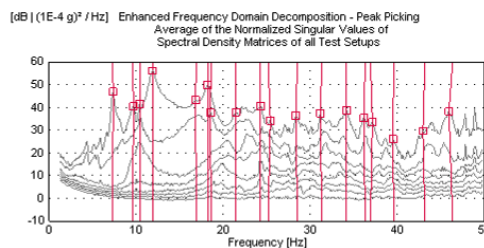


Fig. 8 – Média dos valores singulares normalizados do método EFDD (Estágio B).

No Estágio B foram identificados 18 modos de vibração (Tabela 4 e Fig. 9). Entre estes destacam-se modos de vibração: (a) exclusivamente relacionados com os graus de liberdade da plataforma; (b) relacionados com as propriedades dinâmicas do modelo; (c) resultado do sistema formado pelo modelo mais plataforma. O 3º modo de vibração estimado (10.37 Hz) corresponde a um modo da plataforma sísmica, pois as componentes modais relativas entre o modelo e plataforma são praticamente nulas. Por sua vez, o 1º modo transversal (7.31 Hz) é um exemplo dos modos que estão sobretudo relacionados com as propriedades dinâmicas no modelo, pois os valores das componentes modais da plataforma são muito reduzidos. Por último, destaca-se o 6º modo de vibração (18.24 Hz), pois este assemelha-se ao 2º modo de um sistema de dois graus de liberdade (massas em sentidos opostos), demonstrando a existência de modos que são resultado das propriedades do sistema formado pelo modelo mais plataforma.

Tabela 4 – Frequências estimadas no Estágio B.

Descrição	Freq. (Hz)	ζ (%)
1º Transversal	7.31	1.46
1º Longitudinal + mesa	9.62	2.23
1º Mesa (rotação no plano)	10.37	0.67
2º Longitudinal + mesa	11.83	2.62
2º Mesa (rotação longitudinal)	16.89	0.90
3º Longitudinal + mesa	18.24	1.57
1º Distorção (1º Transversal)	18.58	0.86
2º Transversal	21.43	0.75
1º Fachada Sul + vertical mesa	24.17	0.57
1º Fachada Sul + vertical mesa	25.12	0.65
1º Fachada Norte	28.48	0.74
2º Fachada Sul + Fachada Norte	31.30	0.26
2º Fachada Norte	34.14	0.91
3º Transversal	36.27	0.47
2º Fachadas	36.60	0.89
2º Distorção (2º Transversal)	39.53	0.29
3º Fachada Sul	43.15	0.19
3º Fachada Norte	46.23	0.56

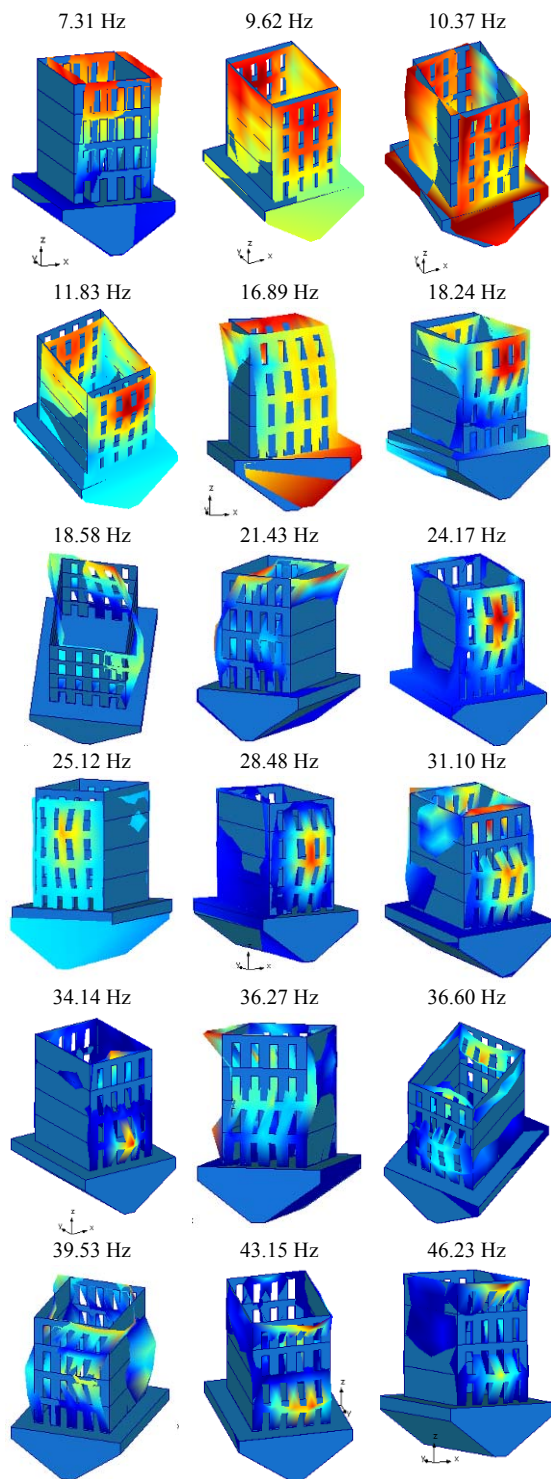


Fig. 9 – Modos de vibração do Estágio B (EFDD).

Como já referido, a estimativa do 1º modo longitudinal apresentou dificuldades, pois os três primeiros modos segundo esta direcção contêm, também, a resposta da plataforma. A determinação dos MACs (Fig. 10), recorrendo-se apenas aos graus de liberdade do modelo, permitiu concluir que o 4º modo de vibração é aquele que melhor se aproxima do 1º modo longitudinal estimado no Estágio A. Refere-se ainda que o 1º modo transversal

apresenta o valor do MAC mais elevado (0.98) e que os restantes apresentam, em média, um MAC igual a 0.72.

Provavelmente, as condições iniciais também sofreram alterações, pois os movimentos para colocação do modelo na plataforma sísmica associados às suas características (valor reduzido da tensão resistente à tracção e as ligações débeis entre fachadas e pavimentos) podem ter causado dano no modelo. Verificou-se que, em média, as frequências do 1º modo segundo as duas direcções ortogonais apresentam uma variação igual a 19%. No entanto esta variação não está apenas associada aos danos ocorridos no transporte, mas deve-se sobretudo à alteração das condições de fronteira.

Conhecida a causa das interferências nos modos estimados, seria conveniente retirar dos pontos de medição do modelo as componentes do sinal associadas ao movimento da plataforma, recorrendo-se à extrapolação dos sinais segundo os 6 graus de liberdade da plataforma para os pontos de medição no modelo. No entanto, isto implicaria a instrumentação da mesa em todos os setups. Além disso, dificilmente se poderá considerar o modelo como infinitamente rígido.

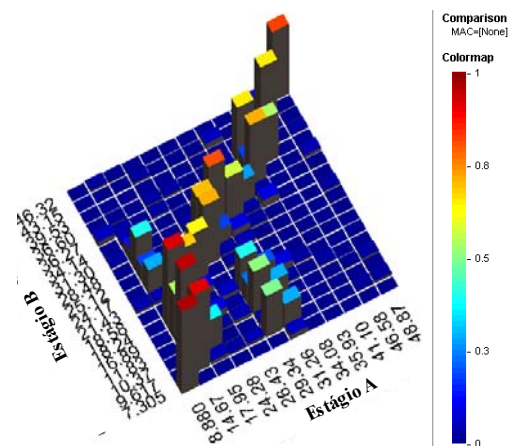


Fig. 10 – MAC do Estágio A vs Estágio B (EFDD). (Graus de liberdade do modelo)

5- ENSAIOS DE VIBRAÇÃO FORÇADA

Nos ensaios de vibração forçada foram impostos, na base do modelo, sinais de baixa e média amplitude, tendo por objectivo avaliar a variação das propriedades dinâmicas em função da

amplitude do sinal de excitação. Este é composto por duas séries de ruído branco aplicadas segundo a direcção transversal e longitudinal na relação 1:2, tendo em consideração a rigidez do modelo. No entanto, verificou-se que a aceleração máxima na direcção longitudinal é cerca de 8% superior ao objectivo. Esta diferença está relacionada com as características do actuador instalado nesta direcção. De facto, este actuador apresenta uma capacidade em força superior aos actuadores transversais, no entanto, apresenta menor sensibilidade para reproduzir o sinal objectivo de baixa amplitude.

As funções de resposta em frequência (FRFs), as fases e as coerências entre os sinais de excitação e a resposta medida no modelo foram determinadas com recurso aos métodos tradicionais de análise de sinal (Bendat e Piersol, 2005).

No Estágio de referência (C1) a amplitude do sinal é igual a 50% da amplitude máxima imposta no modelo (61 mg e 132 mg na direcção transversal e longitudinal, respectivamente). Neste ensaio foram identificados 8 modos de vibração (Tabela 5 e Fig. 11): 3 modos transversais, 4 modos longitudinais e 1 modo de distorção dos pavimentos.

Entre os modos transversais apenas o 1º modo apresenta-se em conformidade com respectivos estimados nos estágios anteriores (MAC, em média, igual a 0.98), no qual se verifica uma variação da frequência de cerca de 45% relativamente ao Estágio A.

Os modos longitudinais estimados apresentam singularidades, nomeadamente os dois primeiros. No 1º modo longitudinal as fachadas apresentam curvatura simples em fase, destacando-se a fachada Sul, e as empenas deslocam-se igualmente na direcção longitudinal. O 2º modo longitudinal é, sobretudo, um modo das fachadas com curvatura simples e em contra fase. As alterações relativamente aos modos estimados nos estágios anteriores poderão estar relacionadas com o comportamento não linear da ligação entre as fachadas e os pavimentos e os diferentes níveis de excitação. Uma vez

mais, o 1º modo segundo esta direcção é aquele que apresenta o valor de MAC mais elevado (0.86), relativamente aos respectivos modos estimados nos estágios anteriores. Destaca-se ainda que o valor da frequência deste modo estimado no Estágio C1 (11.93 Hz) é superior ao valor estimado no Estágio B (11.83 Hz). A variação é insignificante (0.8%) e poderá estar relacionada com as diferentes condições de fronteira.

O modo de distorção dos pavimentos apresenta-se neste estágio como 2º modo, entre o 1º modo transversal e 1º modo longitudinal. Este modo também apresentou uma variação considerável em relação ao Estágio A (cerca de 50%).

Tabela 5 – Frequências estimadas no Estágio C1.

Descrição	Freq. (Hz)	ζ (%)
1º Transversal	4.92	3.20
1º Distorção	8.98	4.47
1º Longitudinal	11.93	4.78
2º Longitudinal	14.68	6.00
2º Transversal	16.01	2.13
2º Fachada Sul	18.93	4.80
2º Fachada Norte	22.40	5.62
3º Transversal	26.59	3.75

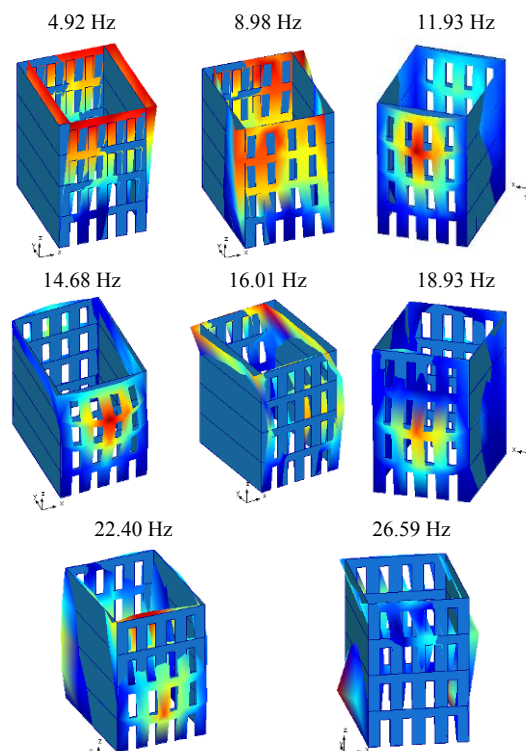


Fig. 11 – Modos de vibração do Estágio C1.

As maiores reduções dos valores das frequências estão associadas a modos que solicitam as fachadas. Recorde-se que

estas incluem aberturas que as tornam significativamente menos rígidas do que as empenas. Além disso, os vértices das aberturas são pontos de concentração de tensões. O nível de excitação associado a estas características poderá ter reaberto micro fendas existentes no modelo, ou mesmo, introduzido mais dano (prolongamento das fendas existentes e formação de novas fendas), resultando num decréscimo das frequências.

Os valores dos coeficientes de amortecimento crítico estimados (Tabela 5) apresentaram um aumento significativo relativamente aos estágios anteriores. Este aumento é consequência do nível de excitação aplicado à estrutura.

No estágio seguinte (C2) reduziu-se amplitude no sinal para cerca de 50% do sinal de referência (C1). De acordo com o expectável, as frequências aumentaram (Fig. 12), indicando que os procedimentos de identificação das propriedades dinâmicas não são independentes da amplitude da excitação, ou seja, são não lineares. Em geral, os coeficientes de amortecimento crítico diminuíram como esperado. O coeficiente de amortecimento crítico do 1º modo transversal apresentou uma excepção, aumentando o seu valor. Este aumento poderá estar relacionado com o acréscimo de dano corrido nas fachadas aquando o estágio anterior (C1), e consequente aumento da capacidade de dissipação de energia nesta frequência do modelo (Fig. 12). Neste estágio verificou-se uma redução dos valores das coerências entre o sinal de excitação e os pontos de medição no modelo na direcção transversal, em consequência da baixa amplitude aplicada nesta direcção (30 mg). Note-se, ainda, que no Estágio C2 não foi possível estimar o 2º modo transversal.

Nos Estágios seguintes, C3 e C4, a amplitude do sinal de excitação é igual a 75% e 100% da amplitude máxima imposta no modelo, respectivamente. Uma vez mais comprovou-se a existência de comportamento não linear dinâmico do modelo, observando-se que os valores das frequências dos modos de vibração diminuem em função do aumento da amplitude do sinal de excitação. A

variação das frequências é aproximadamente linear, com excepção das frequências dos modos longitudinais do Estágio C4. Nestas verificaram-se variações inferiores às ocorridas no estágio anterior (Fig. 12). Os coeficientes de amortecimento crítico dos modos transversais aumentaram de acordo com o esperado (Fig. 12). No entanto, na direcção longitudinal estes apresentaram uma ligeira diminuição (C3) seguindo-se um pequeno aumento (C4).

Entre os estágios de menor (C2) e maior amplitude (C4) verificou-se que as variações, em média e em relação ao estágio de referência (C1), das frequências dos modos transversais (+6%, -10%) são superiores às dos modos longitudinais (+4%, -5%), indicando que o comportamento não linear ocorre com maior destaque nas fachadas. Note-se que o sinal imposto na direcção longitudinal é cerca de dobro do imposto na direcção transversal. No entanto, a razão entre rigidez equivalente do modelo, determinada com recurso à frequência do 1º modo de vibração, na direcção longitudinal e transversal é igual a 3.3.

Candeias (2008) realizou um estudo que tem por objectivo avaliar a vulnerabilidade de edifícios antigos de alvenaria. Neste foram definidas curvas de vulnerabilidade com base na diminuição das frequências próprias do modelo em função da intensidade crescente da acção sísmica. O programa experimental incluiu ensaios de vibração forçada realizados antes e após a aplicação das séries sísmicas. A frequência do 1º modo transversal (4.77 Hz) aproxima-se do valor estimado no Estágio C1 (4.92 Hz). Neste estudo concluiu-se que a variação, em média, das frequências dos modos transversais é igual a 41%. Deste modo, conclui-se que a diminuição das frequências ocorridas no Estágio C4 é significativa, e consequentemente o sinal imposto neste estágio não pode ser considerado como de baixa amplitude.

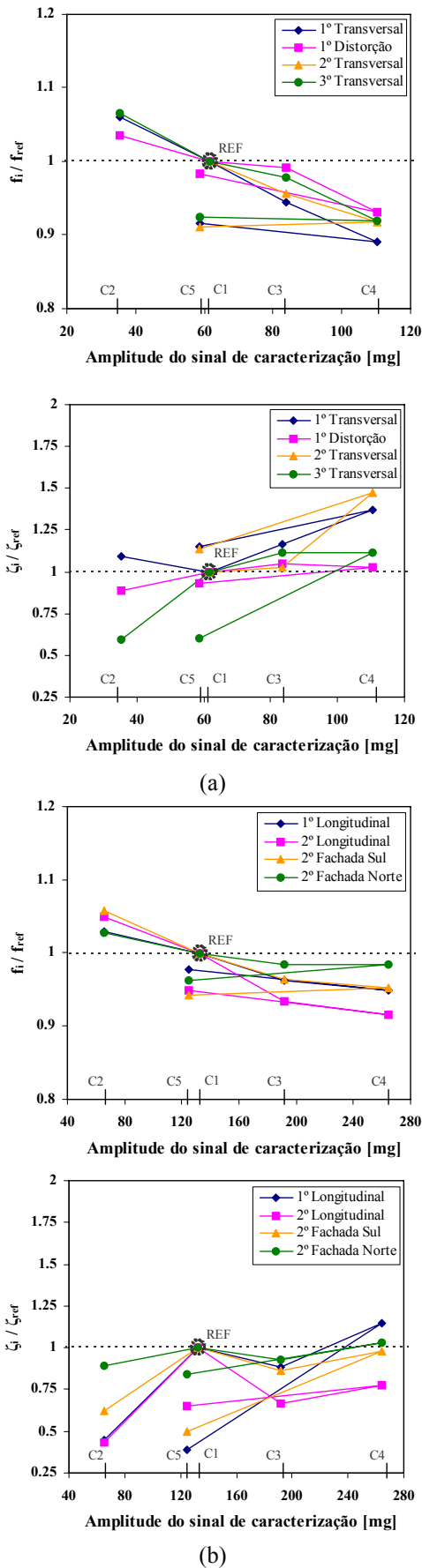


Fig. 12 – Parâmetros modais em função da amplitude do sinal de excitação na direcção: (a) transversal; (b) longitudinal.

Por último, foi realizado um novo estágio (C5) no qual foi utilizado o mesmo sinal de excitação do estágio de referência, tendo por objectivo avaliar até que ponto se verificaria a restituição das propriedades dinâmicas do modelo. Em geral, constatou-se que as frequências aumentaram relativamente os valores do estágio anterior (C4). Consequentemente, as propriedades dinâmicas não foram totalmente restituídas, concluindo-se que nos ensaios de vibração forçada ocorreu acumulação de dano. As variações, em média e em relação ao estágio de referência, são iguais a 8% e 4% nos modos transversais e longitudinais, respectivamente. Os coeficientes de amortecimento crítico apresentaram, também, uma diminuição relativamente ao estágio anterior (C4). No entanto, estes apresentaram elevada dispersão relativamente aos valores de referência (Fig. 12).

O 1º modo de distorção dos pavimentos apresentou a maior percentagem de restituição, quer em frequência quer em amortecimento.

6- CONCLUSÕES

Neste estudo foram realizados dois ensaios de vibração ambiental e cinco ensaios de vibração forçada em plataforma sísmica, tendo por objectivo avaliar a variação das propriedades dinâmicas do modelo, desde o estágio após construção até o estágio imediatamente anterior ao ensaio sísmico. O ensaio de vibração ambiental com o modelo sobre a plataforma permitiu concluir que esta interfere significativamente nos modos de vibração estimados, aproximando-se de uma condição de fronteira que apresenta comportamento elástico segundo os seus graus de liberdade.

Nos ensaios de vibração forçada com diferentes níveis de excitação concluiu-se que o modelo apresenta comportamento não linear com acumulação de dano. Este poderá estar associado ao comportamento da alvenaria (atrimento das fendas existentes ou alteração de rigidez, devido ao prolongamento das fendas existentes e à

formação de novas fendas) e às características da ligação entre pavimentos e as paredes. Apesar de conhecidas as prováveis características associadas ao comportamento não linear do modelo, a ponderação de cada uma delas relativamente à variação das propriedades dinâmicas é uma tarefa complexa. Deste modo, os trabalhos futuros devem focar esta quantificação. Esta poderá ser realizada com recurso a um estudo aprofundado sobre a relação entre a FRF em “regime linear” e as FRFs equivalentes em regime não linear.

Entre os vários estágios verificaram-se reduções significativas dos valores das frequências e alterações nas configurações modais, sobretudo nos modos superiores. Apesar disso, os parâmetros que quantificam a resposta do modelo nos ensaios sísmicos que tem por objectivo avaliar a vulnerabilidade das estruturas são, em geral, processados em termos relativos. Note-se ainda que nos ensaios sísmicos o sinal imposto à estrutura apresenta uma energia superior à dos sinais de caracterização utilizados neste estudo, induzindo conseqüentemente maior dano.

Idealmente, o sinal de caracterização utilizado entre os ensaios sísmicos deste tipo de estruturas deve manter-se constante e apresentar baixa amplitude, no entanto, suficiente para se obter boas coerências entre o sinal imposto e os sinais da resposta do modelo. Como referência refere-se o sinal utilizado no primeiro estágio dos ensaios de vibração forçada. As coerências podem ser igualmente garantidas para sinais de excitação inferiores ao referenciado através da utilização de transdutores mais sensíveis. No entanto, deve-se ter em consideração que sensibilidade dos transdutores é inversamente proporcional ao domínio de medição em aceleração, podendo condicionar a sua utilização em ensaios sísmicos.

Os coeficientes de amortecimento crítico estimados apresentam a maior dispersão e devem ser validados com recurso a diferentes métodos.

Por último, refere-se que nos ensaios de vibração forçada, que visem avaliar a

variação das propriedades dinâmicas do modelo em função da amplitude do sinal de excitação, é recomendável que se repita o ensaio de referência antes de se avançar para o próximo ensaio de maior ou menor amplitude. Este procedimento poderá permitir distinguir entre abertura e fecho de fendas existentes e formação de novas fendas.

7- REFERÊNCIAS

- ARTEMIS Extractor Pro. 2009. Structural vibration solutions A/S. Denmark.
- Bendat, J.S. e Piersol, A.G 1986. Random Data: Analysis and Measurement Procedures, 2nd Edition, John Wiley & Sons.
- Candeias, P.J. 2008. Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria, Tese de Doutoramento, Universidade do Minho.
- Carvalho, E.C. 1998. Seismic testing of structures, Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Invited Lectures, Paris, France, p. 53-64.
- Mendes, L.A. 2009. LNEC-SPA Signal Processing and Analysis tools, Versão 2.0, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Ramos, L.F., Lourenço, P.B. e Costa, A.C 2005. Operational modal analysis for damage detection of a masonry construction, Proceedings of the 1st International Operational Modal Analysis Conference, Copenhagen, Denmark, p. 495-502.
- Sonin, A.A. 2001. The physical basis of dimensional analysis, 2nd Edition, Department of Mechanical Engineering, MIT, Cambridge.
- Waltering, M., Bungard, V., Waldmann, D., Zurbes, A., Maas, S. e De Roeck, G. 2007. Damage assessment of civil engineering structures by the observation of non-linear dynamic behaviour, Proceedings of the 2nd Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures, Porto, Portugal, p. 887-896.