

Comportamento dinâmico de paredes de frontal Pombalino reforçadas

Dynamic performance of reinforced "Pombalino" timber framed walls

Ana Gonçalves
Paulo Candeias
Luís Guerreiro
Alfredo Campos Costa
João Ferreira

Resumo

O estudo apresentado neste trabalho teve como objetivo caracterizar experimentalmente o comportamento dinâmico de paredes de frontal Pombalino, simples e reforçadas, por meio de ensaios na mesa sísmica triaxial do Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Os ensaios incidiram sobre dois modelos em escala real nos quais se reproduziu o comportamento de paredes de frontal pombalino, simulando dois andares. Os principais objetivos do trabalho foram: avaliar o desempenho sísmico de paredes de frontal pombalino sem reforço; avaliar o desempenho da técnica de reforço com chapas metálicas nos nós da estrutura de madeira; identificar algumas deficiências no comportamento sísmico dos edifícios pombalinos.

Abstract

The research presented in this paper aims to assess the seismic vulnerability of the "Pombalino" buildings and to propose a strengthening technique by reinforcing the timber framed "Frontal" walls. The experimental program was based on extensive dynamic tests prototypes representative of the current characteristic of "Frontal" walls by tests on shaking table of the "Laboratório Nacional de Engenharia Civil". The main objectives of the shaking table tests were to assess the seismic performance of the "Pombalino" buildings and to validate the efficiency of strengthening techniques by reinforcing the wood joints with sheet metal.

Palavras-chave: Edifícios Pombalinos / Paredes de frontal / Ensaios dinâmicos / Mesa sísmica

Keywords: Pombalino buildings / Frontal walls / Dynamic tests / Shaking table

Ana Gonçalves

ICIST, IST, UL
Lisboa, Portugal
goncalves.amn@gmail.com

Paulo Candeias

Investigador Auxiliar Convidado
LNEC
Lisboa, Portugal
pcandeias@lnec.pt

Luís Guerreiro

Professor Associado
ICIST, IST, UL
Lisboa, Portugal
luisg@civil.ist.utl.pt

Alfredo Campos Costa

Investigador Principal
LNEC
Lisboa, Portugal
alf@lnec.pt

João Ferreira

Professor Associado
ICIST, IST, UL
Lisboa, Portugal
joao.gomes.ferreira@tecnico.ulisboa.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

GONÇALVES, A. [et al.] – Comportamento dinâmico de paredes de frontal pombalino reforçadas. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 2. ISSN 2183-8488. (novembro 2016) 13-22.

1 Introdução

No dia 1 de novembro de 1755, num curto espaço de tempo, um violento sismo seguido por um maremoto assolou a cidade de Lisboa sendo esta a maior catástrofe natural de sempre em Portugal. O sismo foi de tal forma violento e extenso que chegou a ser sentido não só em todo continente português como em toda a Europa, sendo noticiado por todo o mundo [1].

Após a catástrofe o Primeiro-ministro do reino, o Marquês de Pombal, iniciou um programa de reconstrução dos edifícios extremamente ambicioso do ponto de vista técnico numa tentativa de melhorar a resistência sísmica das habitações, através de novas soluções construtivas. A solução encontrada foi o sistema dito de "gaiola Pombalina", extremamente engenhoso na sua simplicidade de princípios e na sua realização prática [2,3].

Os edifícios pombalinos necessitam hoje, na sua maioria, de serem reforçados face à ação sísmica, devido: (i) ao seu envelhecimento e degradação, naturais em edifícios com mais de dois séculos; (ii) ao facto de serem necessárias intervenções para adaptação às atuais exigências funcionais, com implicações a nível estrutural; (iii) às numerosas intervenções já realizadas com prejuízo para a resistência sísmica; (iv) a não estarem adaptados às ações sísmicas regulamentares atuais.

No presente artigo expõem-se as opções que estiveram na base da conceção do modelo das paredes para a realização dos ensaios na plataforma sísmica triaxial. Apresentam-se a conceção do modelo e a construção dos modelos experimentais incluindo a definição da sua geometria, a caracterização dos materiais, os detalhes da sua construção e as dificuldades encontradas nos ensaios. Os ensaios na mesa sísmica inserem-se num programa experimental que se iniciou no IST com ensaios cíclicos em paredes de frontais pombalinos [4,5].

O estudo apresentado neste trabalho teve como objetivo caracterizar experimentalmente o comportamento dinâmico de paredes de frontal pombalino, simples e reforçadas, por meio de ensaios na mesa sísmica triaxial do Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

2 Definição do modelo físico

2.1 Definição do modelo

O programa experimental teve como objetivo avaliar o desempenho sísmico das paredes de frontais pombalinos existentes nos edifícios pombalinos. O primeiro passo foi definir um modelo físico representativo das paredes de frontais. A conceção dos modelos físicos foi sempre rodeada de grandes cuidados e incertezas, pois pretendia-se que os modelos reproduzissem os fenómenos físicos associados ao comportamento sísmico na realidade o mais fielmente possível.

O modelo físico que se apresenta é inovador, pois foram os primeiros ensaios dinâmicos realizados na mesa sísmica em modelos de parede de frontal pombalino. Os modelos a ensaiar na plataforma sísmica do LNEC deviam reproduzir os aspetos mais relevantes do comportamento dos edifícios "Pombalinos" quando sujeitos à ação sísmica. Como existem várias geometrias e características que definem a parede de frontal, adotaram-se as mesmas características



Figura 1 Modelos: a) parede metálica; b) modelo; c) ligação com rótulas; d) ligação da fachada a parede pombalina

dos ensaios realizados no Instituto Superior Técnico [3]. Os modelos representam as características numa perspetiva de reabilitação dos edifícios atuais.

Para além das características das paredes, a definição dos modelos experimentais foi resultado das limitações impostas pelas condições da realização dos ensaios, que eram: as dimensões da plataforma na mesa sísmica e a logística de transporte dos modelos para a mesa sísmica. Outro fator que também teve muita importância na conceção dos modelos e se apresenta como inovação do modelo foi a simulação do efeito da fachada sobre as paredes de frontal.

Começando pela definição dos modelos das paredes de frontal, estas reproduzem o comportamento das paredes com dois pisos, com uma altura total de 6 m, comprimento de 3 m e um afastamento entre paredes de 2,7 m. Cada parede tem dois painéis de $3 \times 3 \text{ m}^2$ que são ligados no primeiro piso através de ligações de meia madeira e pregos.

A espessura da parede é de 12 cm. Os prumos e as diagonais têm uma secção de $8 \times 12 \text{ cm}^2$. A travessa no meio é de $22 \times 12 \text{ cm}^2$ e no topo de $20 \times 12 \text{ cm}^2$. Os pisos são formados por barotes de $10 \times 12 \text{ cm}^2$, afastados 15 cm, sobre os quais assenta uma placa de contraplacado de 16 mm de espessura aparafusada aos barotes.

As paredes são constituídas por barotes de madeira de pinho bravo, e todas as ligações entre as madeiras são de meia madeira, exceto as diagonais, que são pregadas nos prumos e travessas.

As paredes são preenchidas entre os prumos, travessas e diagonais com alvenaria de tijolo. Optou-se por uma composição bastarda com o traço de 1:2:6 (cimento: cal: areia). As características dos materiais e a geometria dos modelos encontram-se disponíveis na tese sobre o mesmo tema [4].

A fachada foi simulada através de uma estrutura metálica, que teve como base a distribuição da massa ao longo da fachada na direção vertical das paredes. A fachada metálica foi ligada à parede de frontal através das travessas da cruz da Santo André, o que corresponde a seis pontos em cada parede. Essa ligação foi feita através de chapas aparafusadas à madeira e à estrutura metálica, sendo removíveis para posterior reaplicação (*i.e.* novos ensaios).

A estrutura tem 12 massas de 600 kg, distribuídas aos pares em altura, com vários graus de liberdade, para ter capacidade de deformação e redistribuição das massas pelos pisos. A estrutura articulada foi conseguida através da colocação de rótulas ao longo da altura. Apresenta-se na Figura 1 a estrutura metálica e as suas ligações às paredes de frontal.

2.2 Instrumentação

A instrumentação utilizada nos ensaios foi planeada de modo a permitir quantificar as grandezas físicas consideradas mais relevantes, de acordo com o comportamento esperado para este tipo de edifícios à ação sísmica. A instrumentação necessária para este estudo incluiu: i) transdutores de deslocamento; ii) acelerómetros; iii) células de carga; iv) sensores óticos. Na Figura 2 está representado o esquema da instrumentação (acelerómetros, LVDT e sensores óticos).

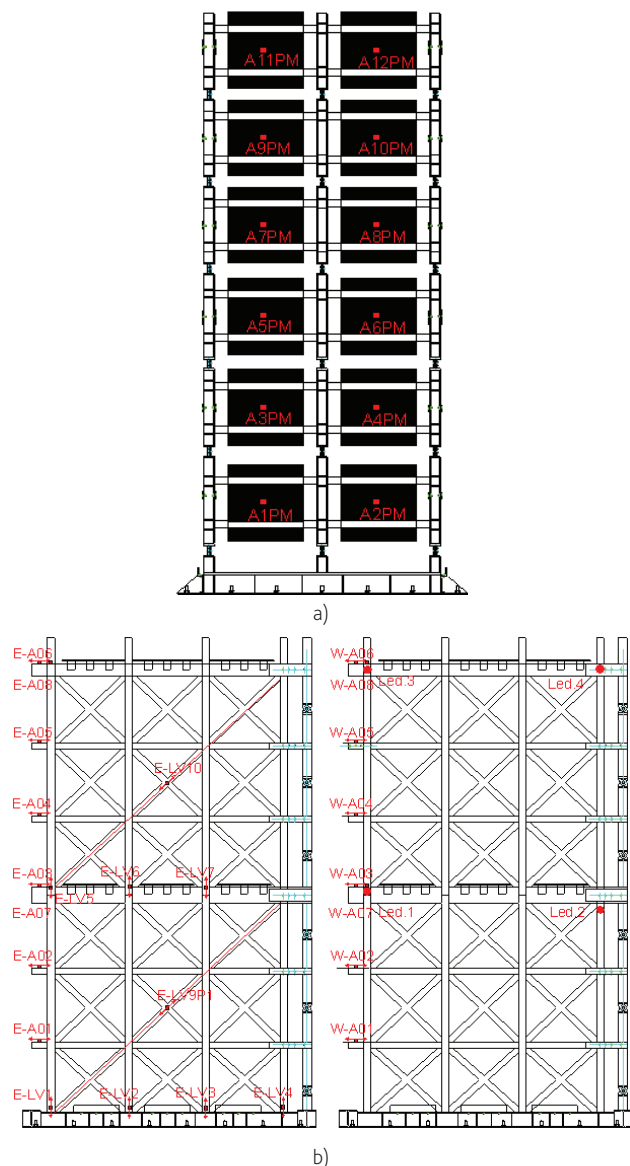


Figura 2 Instrumentação: a) acelerómetros na parede metálica (A1PM...A12PM); b) acelerómetros na parede de frontal Este (E-A01...E-A08) e na parede Oeste (E-A01...W-A08), transdutores de deslocamento (E-LV1...E-LV10); sensores óticos (Led1...Led4)

No caso destes ensaios, os acelerómetros foram instalados nas duas paredes de frontal e na parede metálica. Colocaram-se acelerómetros a vários níveis do modelo, localizados em cada travessa das paredes de frontal e em cada massa da estrutura metálica, para medir o campo de acelerações horizontais no plano das paredes de frontal e na direção perpendicular ao plano da estrutura metálica. Prevendo a existência de movimentos para fora do plano, foram colocados acelerómetros perpendiculares a cada parede nos dois pisos do modelo.

Para perceber o comportamento da estrutura foi importante conhecer os deslocamentos verticais dos prumos na base e entre os pisos. Como não foi possível instrumentar as duas paredes, apenas se colocaram LVDT's na parede Este, nos quatro prumos ao nível da base, três entre os prumos no piso e dois nas diagonais (Figura 2b).

O sistema ótico transdutor HAMAMATSU (C5949) foi usado para medir deslocamentos ao longo das direções vertical e horizontal em planos perpendiculares à linha de visão. O sistema faz uso de uma câmara de CCD de elevada resolução (dez milhões de pixels), que é montada firmemente sobre uma estrutura metálica que está paralela à parede. Cada lente controla o deslocamento que se quer medir, neste caso foram os deslocamentos vertical e horizontal dos prumos na extremidade da parede Oeste, correspondendo a quatro pontos, dois no topo e dois no piso intermédio em cada extremidade.

Para estimar as forças horizontais na base das paredes na direção do seu plano foram usadas quatro células de carga, duas por cada parede. As células foram desenvolvidas e calibradas no LNEC.

3 Ação aplicada

Nos ensaios na mesa sísmica usaram-se acelerogramas artificiais, gerados pelo *software* LNEC-SPA [6].

Nos ensaios realizados na plataforma sísmica triaxial, foram utilizados fundamentalmente dois tipos de sinais: o sinal de solicitação sísmica e o sinal de identificação modal. O sinal de identificação modal dos modelos é caracterizado por ter baixa amplitude numa gama de frequências entre 0,1 Hz e 40 Hz, equivalente a um ruído branco. O sinal é gerado artificialmente, e destina-se a permitir a identificação das frequências e modos de vibração dos modelos, aplicando técnicas de análise estocástica. A série temporal tem de ser longa e com uma amplitude tal que não interfira com os resultados dos ensaios de solicitação sísmica (Figura 3 a)).

O sinal de solicitação sísmica foi definido a partir do espectro de resposta regulamentar para a zona 2,3 (sismo afastado da zona de Lisboa) de acordo com o Eurocódigo 8 [7], para um terreno tipo D (depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a médias com e sem alguns estratos de solos coesivos moles ou solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura), e um coeficiente de amortecimento de 5%. A Figura 3 b) apresenta o espectro de resposta das acelerações utilizado nos ensaios, ajustado ao Eurocódigo 8, com aceleração, velocidade e deslocamento no sinal, com valores máximos de 0,3 g, 273,9 mm/s e 60,5 mm, respetivamente.

A amplitude do sinal de solicitação sísmica está relacionada com o período de retorno do sismo. Nos ensaios realizados consideraram-

-se os seguintes períodos de retorno: 73 anos; 225 anos; 475 anos; 975 anos e 2000 anos, conforme se apresenta no Quadro I.

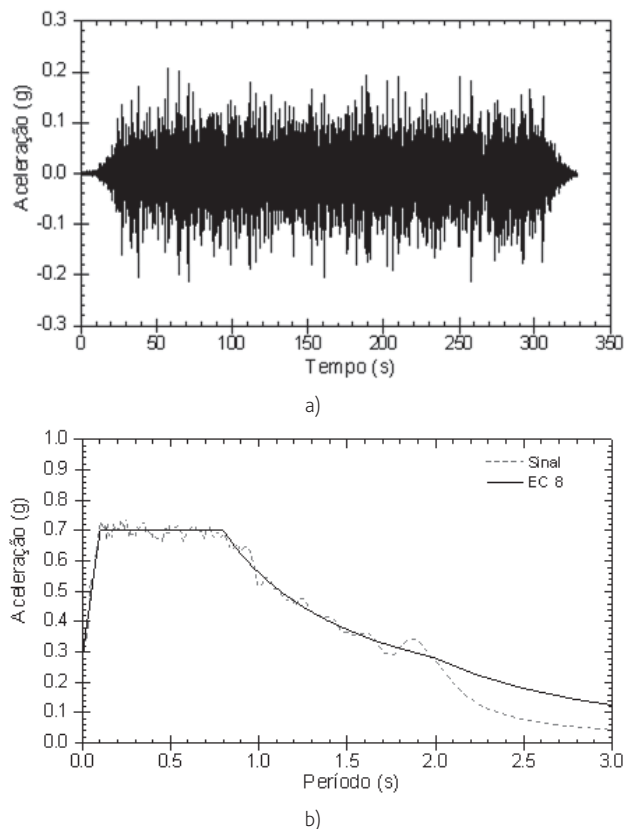


Figura 3 a) Sinal de identificação modal; b) espectro de resposta do ensaio

Quadro I Fases do ensaio dinâmico

Ensaio	Fase	Período de retorno (anos)
1	Identificação Modal 1	
2	1ª Fase	73
3	Identificação Modal 2	
4	2ª Fase	225
5	Identificação Modal 3	
6	3ª Fase	475
7	Identificação Modal 4	
8	4ª Fase	975
9	Identificação Modal 5	
10	5ª Fase	2000
11	Identificação Modal 6	

4 Procedimento de ensaio

O procedimento de ensaio teve o objetivo de quantificar e qualificar o comportamento das paredes de frontais pombalinos face à ação sísmica de modo a permitir uma posterior avaliação da sua vulnerabilidade baseada na informação obtida. A avaliação do comportamento foi realizada através da identificação das propriedades dinâmicas dos modelos ao longo do ensaio e por meio da medição da resposta dos modelos à solicitação sísmica imposta na base com amplitudes crescentes [8].

A campanha experimental apresentada neste artigo consistiu nos ensaios de identificação modal e ensaios dinâmicos, no modelo 1 (paredes de madeira e alvenaria) e no modelo 2 (paredes de alvenaria com reforços metálicos).

Para corrigir alguns dos defeitos detetados no Modelo 1-1 e melhorar o dispositivo de ensaio de modo a reproduzir o comportamento sísmico das paredes de frontal, aumentou-se o peso dos pisos, aplicou-se contraventamento lateral e chapas entre os pisos e na base, passando a denominar-se “Paredes de madeira com alvenaria modificada”. As alterações referidas no modelo aplicaram-se no Modelo 2.

O Modelo 2-1 corresponde a um novo modelo, reforçado com chapas metálicas em todas as ligações de meia-madeira. Por fim, com o intuito de tornar o modelo menos rígido, retiraram-se as chapas metálicas das ligações no Modelo 2-1, mantendo-as apenas entre os pisos. Este modelo passa a denominar-se Modelo 2-2.

Os ensaios foram identificados por modelo e numerados consoante os ensaios. No Quadro II e Figura 4 são identificados os ensaios realizados.

Quadro II Identificação dos ensaios realizados

Designação	Modelo
Modelo 1-1	Modelo 1 - Paredes de madeira com alvenaria
Modelo 1-2	Modelo 1 - Paredes de madeira com alvenaria modificada
Modelo 2-1	Modelo 2 - Paredes de madeira com alvenaria modificada, reforçada com chapas metálicas
Modelo 2-2	Modelo 2 - Paredes de madeira com alvenaria modificada sem reforço

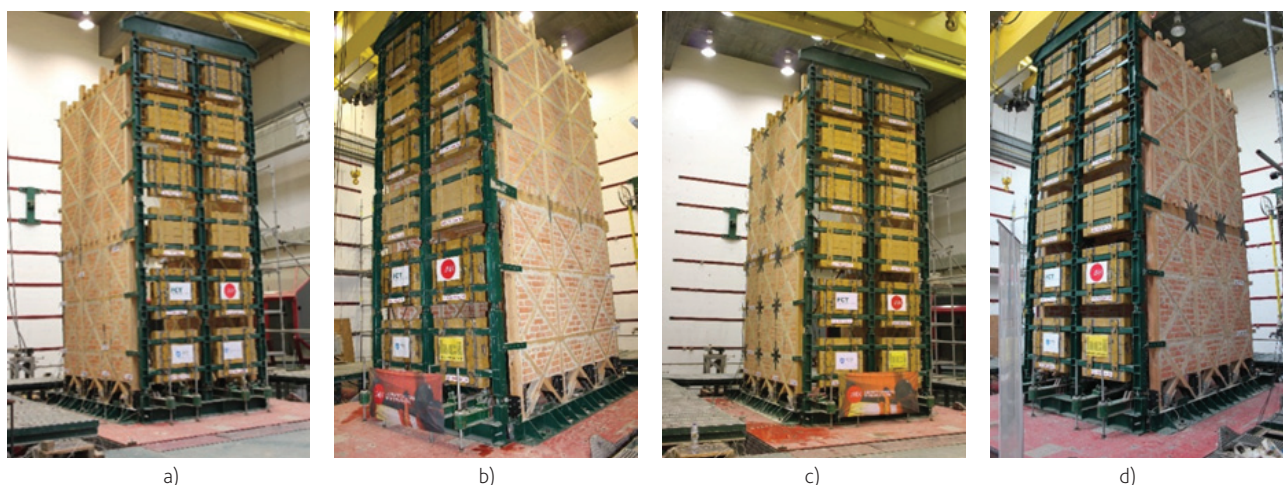


Figura 4 Modelos analisados: a) Modelo 1-1; b) Modelo 1-2; c) Modelo 2-1, d) Modelo 2-2

5 Metodologias usadas na análise dos resultados

Com base nos resultados obtidos nos ensaios na mesa sísmica foi avaliado o comportamento estrutural dos modelos através da sua identificação modal. A determinação dos modos foi obtida através de uma rotina desenvolvida em MATLAB, e os desenhos foram produzidos pelo software SPA – *Signal Processing and Analysis Tools for Civil Engineers*, desenvolvido no NESDE [6,8].

Na identificação modal foram utilizados os sinais de entrada e saída, as acelerações na plataforma sísmica e no modelo respetivamente. Os sinais foram previamente tratados tendo em vista o cálculo das Funções de Resposta em Frequência (FRF), através da aplicação de filtros passa-baixa de Fourier, com uma frequência de corte nos 40 Hz. No cálculo das FRF foi utilizado o método de Welch [10;11,12] para suavizar as funções e reduzir a sua dispersão. Foram utilizados segmentos com 210 (1024) pontos, preenchidos com o número mínimo de zeros para permitir a aplicação do algoritmo FFT, aplicando uma janela de Hanning com uma sobreposição de 2/3, visando diminuir o desvio da FRF's. Este conjunto de operações de processamento dos sinais foi desenvolvido no programa MATLAB [13], dado ter as funções já implementadas.

Na análise dos resultados dos ensaios de solicitação sísmica foram várias as grandezas físicas medidas diretamente ou indiretamente, cuja evolução se pretendeu caracterizar ao longo dos ensaios, nomeadamente: aceleração, força, deslocamento, deformação e energia.

6 Resultados

Neste capítulo apresentam-se os resultados da identificação modal dos modelos reforçados e dos modelos não reforçados, procurando estabelecer comparações entre os modelos testados. Na Figura 5 a) é apresentada a evolução do primeiro modo longitudinal para os quatro modelos testados (*i.e.* Modelos 1-1, 1-2, 2-1 e 2-2).

Constata-se que o modelo com frequências mais elevadas e com

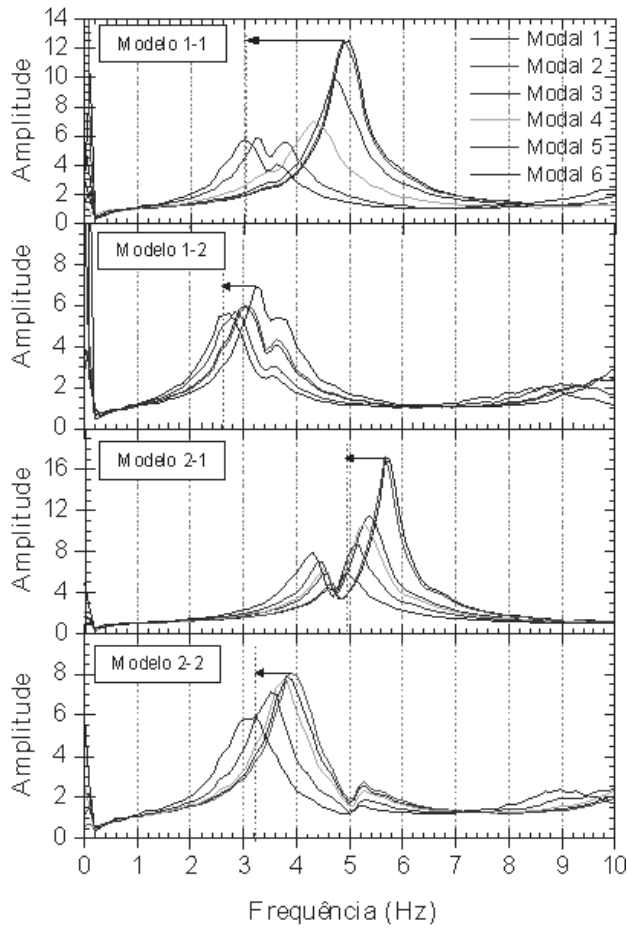
menor dano é o Modelo 2-1. O Modelo 1-1 apresenta a segunda frequência inicial mais elevada, tendo no entanto maiores danos (*i.e.* maior variação da frequência). O Modelo 2-2 apresenta frequências inferiores ao Modelo 2-1, devido à remoção das chapas metálicas de reforço. Por último, o Modelo 1-2 é o que apresenta frequência inicial mais baixa, sendo no entanto de referir que a frequência de vibração do primeiro ensaio de caracterização (*i.e.* Modal 1) é superior à registada no último ensaio no Modelo 1-1 (*i.e.* Modal 6), confirmando que a colocação de chapas entre os pisos beneficia o comportamento das paredes. As comparações foram feitas através das frequências do primeiro modo longitudinal, por serem representativas da rigidez global das paredes e, como tal, se poder estimar a evolução da degradação de rigidez através da evolução dos valores das frequências.

Na Figura 5 b) apresenta-se a degradação da frequência do primeiro modo dos modelos ao longo dos ensaios de identificação modal. Pode concluir-se que o modelo que apresenta maior rigidez é o Modelo 2-1, em seguida o Modelo 1-2 e Modelo 2-2 e, por fim, o Modelo 1-1. Observa-se que o declive é maior da passagem do ensaio Modal 3 para o 4, correspondente à passagem do período de retorno de 475 anos para os 975 anos, com exceção do Modelo 2-1, em que a diminuição da rigidez é gradual.

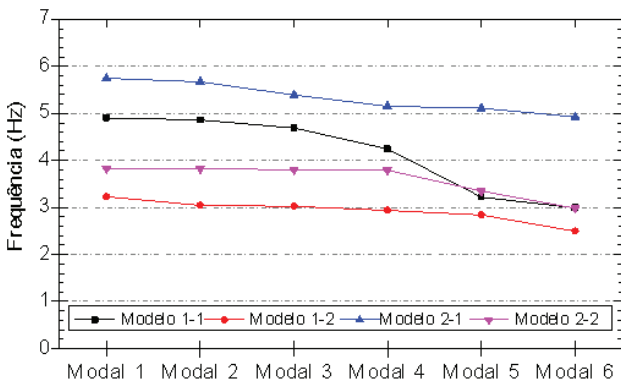
Na Figura 6 é apresentada a evolução das amplificações relativamente ao valor de PGA, resultante da aceleração medida no topo nas paredes Este e Oeste. Este efeito permite apreciar a capacidade do modelo de amplificar as acelerações impostas na base, sendo um indicador da rigidez do modelo. Nos Modelos 1-1 e 2-2 constata-se que há uma tendência bem definida no sentido da redução do efeito de amplificação global à medida que o valor de PGA aumenta, o que revela uma diminuição progressiva da rigidez em função do aumento do período de retorno da ação imposta.

Observa-se na Figura 6 que o Modelo 1-2 apresenta uma zona crescente entre os 0,22 g e os 0,35 g e decrescente nos restantes valores, até atingir valores mínimos no último ensaio. A existência do ramo crescente é consequência da colocação de chapas entre os pisos, que se realizou apenas antes do ensaio com período de

retorno de 475 anos, realçando que é nessa intensidade que as chapas impedem os movimentos dos prumos, aumentando a rigidez das paredes e consequentemente as amplificações.



a)



b)

Figura 5 Frequências modais: a) identificação do primeiro modo; b) degradação da frequência para o primeiro modo de vibração

O Modelo 2-1 tem um andamento muito constante, revelando, assim, uma rigidez constante à medida que os ensaios vão sendo realizados.

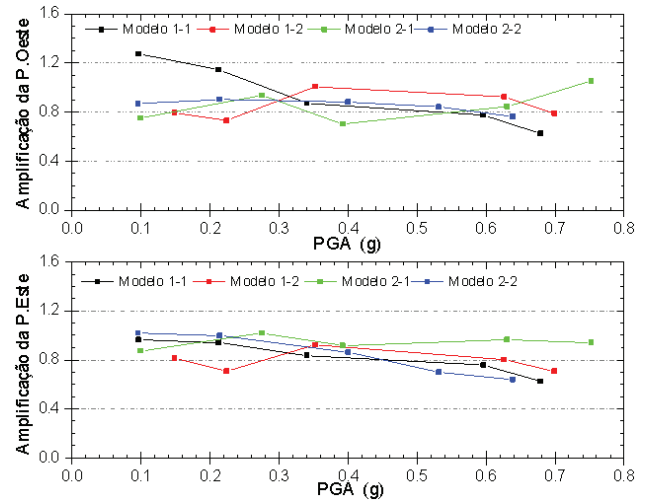


Figura 6 Amplificação global das acelerações de pico

Os resultados apresentados na Figura 7 ilustram a evolução dos deslocamentos relativos com o valor de PGA. Os deslocamentos relativos foram obtidos através da diferença entre o deslocamento horizontal máximo no topo e o deslocamento na base, medidos através do sistema de leitura ótica. A evolução dos deslocamentos, positivos e negativos, dos Modelos 1-1, 1-2 e 2-2 são bastante semelhantes. O modelo reforçado com chapas em todas as ligações (Modelo 2-1) apresenta menores deslocamentos, sendo o deslocamento máximo de cerca de 35 mm. O Modelo 1-2 apresentou o maior deslocamento na fase inicial por consequência do dano que o modelo sofreu pelos ensaios realizados no Modelo 1-1.

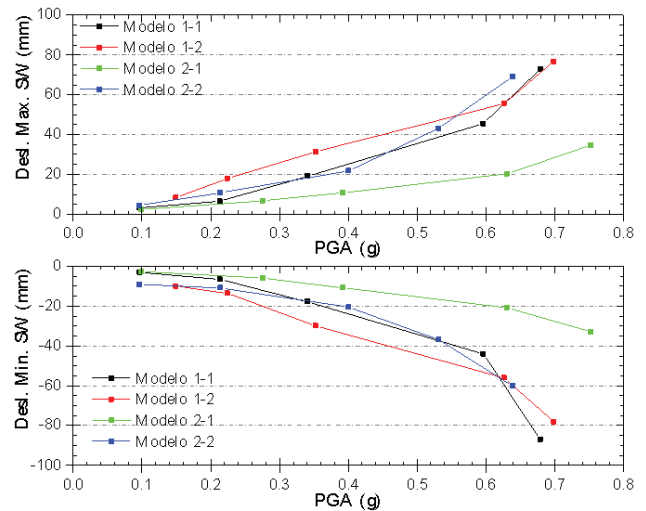


Figura 7 Evolução do deslocamento horizontal relativo

Da comparação dos registos dos deslocamentos verticais dos prumos, medidos pelos LVDT's (piso 0 – LVDT 1; piso 1 – LVDT 5) na

base e entre pisos (Figura 8), verifica-se que os Modelos 1-1, 1-2 e 2-2 seguem padrões de deslocamento idênticos no piso 0, embora o Modelo 2-2 apresente valores inferiores. Em relação ao piso 1, assinala-se uma melhoria dos resultados dos Modelos 2-1 e 2-2, em relação aos Modelos 1-1 e 1-2, constatando-se que os primeiros, que possuem chapas de reforço nos nós das paredes, têm menos deslocamentos relativos entre os pisos do que o modelo com chapas somente na ligação entre pisos (Modelo 1-2).

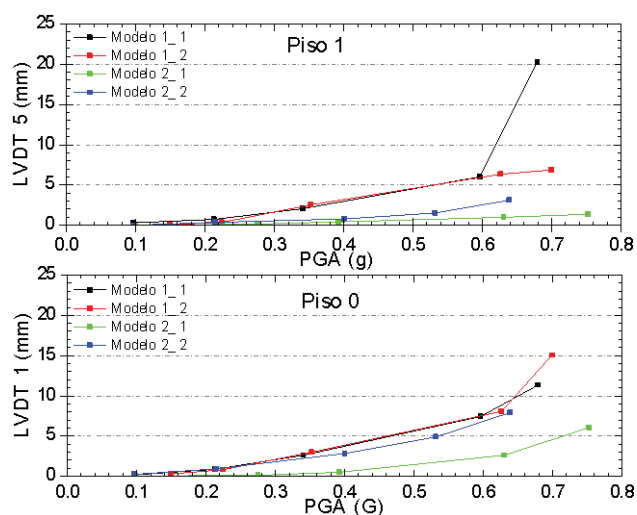


Figura 8 Deslocamento vertical dos prumos obtido pelo LVDT1 e LVDT5

Na Figura 9 são apresentadas as curvas de capacidade experimental dos vários modelos que correspondem às envolventes das curvas de capacidade dos vários ensaios. Estas curvas ilustram a variação das forças medidas nas células de carga na base (normalizadas ao peso), em função do deslocamento máximo no topo das paredes. Pode observar-se que o Modelo 2-1 apresenta uma maior rigidez, mantendo-se constante ao longo dos ensaios. Em contrapartida, o Modelo 1-2 apresenta uma menor rigidez inicial, devido aos danos ocorridos no teste designado por Modelo 1-1, sendo de salientar o aumento na rigidez do segundo para o terceiro ponto, correspondente este aumento à introdução das chapas de reforço a ligar os pisos.

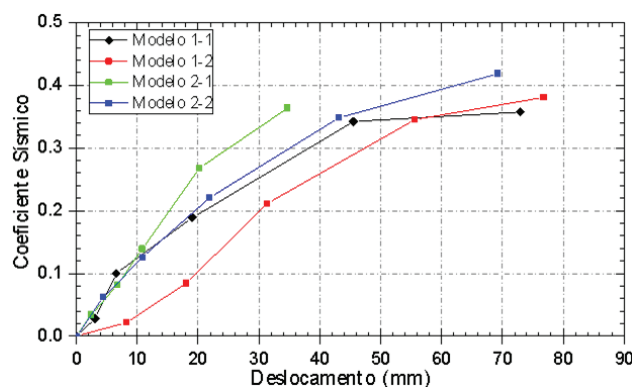


Figura 9 Curvas de capacidade experimentais

Nos Modelos 1-1, 2-1 e 2-2 a rigidez inicial é idêntica até aos 10 mm de deslocamento. O Modelo 2-1 mantém a mesma rigidez e os restantes modelos perdem capacidade resistente (Modelo 1-1 e Modelo 2-2). Salienta-se que o Modelo 2-2 é um modelo que já tinha sido submetido a um ensaio, mas apresenta uma rigidez inicial idêntica à dos modelos que não foram submetidos a ensaios anteriores (Modelo 1-1 e 2-1), visto que o dano no modelo reforçado com chapas foi muito pequeno, conforme exposto anteriormente. O Modelo 1-1 é o modelo que apresenta menor rigidez no final dos ensaios.

7 Conclusões

Na análise dos ensaios de identificação modal foi possível determinar as frequências próprias e estimar os respetivos danos, em cada modelo, de forma a obter conclusões sobre a rigidez e dano nos modelos ao longo dos ensaios. Observou-se que os valores das frequências modais diminuíram em todos os modelos, após os ensaios de solicitação sísmica, devido ao dano ocorrido nas estruturas. O Modelo 1-1 foi aquele que registou maiores danos devido à falta de reforços nas ligações entre os pisos. Ao reforçar uma estrutura danificada (Modelo 1-2), foi possível aumentar a sua resistência inicial, mas para valores inferiores aos registados numa estrutura não danificada. Comparando os Modelos 1-1 e 1-2 conclui-se que existe uma melhoria significativa do comportamento da estrutura e o dano ocorrido é menor quando a estrutura é reforçada.

Em relação ao modelo reforçado em todas as nós de ligação da madeira (Modelo 2-1) conclui-se que a estrutura fica mais rígida, observando-se um aumento das frequências modais e a diminuição do dano ocorrido, quando comparado com os danos ocorridos nos restantes modelos. No modelo reforçado com chapas em todas as ligações (Modelo 2-1) e no modelo apenas reforçado nas ligações entre os pisos (Modelo 2-2), observou-se uma diminuição da rigidez (frequências modais menores) e aumento dos danos registados, constatando-se a importância do reforço em todas as ligações.

Agradecimentos

Os autores agradecem à FCT o financiamento deste trabalho através do projeto PTDC/100168/2008 – REABEPA, à empresa HCI pela colaboração na construção dos modelos de ensaio e aos funcionários do NESDE pela montagem dos ensaios.

Referências

- [1] Cardoso, M.R. – *Vulnerabilidade Sísmica de Estruturas Antigas a um Edifício Pombalino*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2002.
- [2] Appleton, J. – *Reabilitação de edifícios antigos - Patologias e tecnologias de intervenção*. Edições Orion, ISBN: 9728620039, 2003.
- [3] Bento R; Lopes M; Cardoso R. – “Seismic evaluation of old masonry buildings. Part II: Analysis of strengthening solutions for a case study”, *Engineering structures*, vol. 27, pp. 2014-2023, 2005.

- [4] Gonçalves, A. M. – *Reabilitação estrutural de paredes de frontal em edifícios Pombalinos*, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2015.
- [5] Branco, M.; Gonçalves A.; Guerreiro, L.; Ferreira, J. – “Cyclic behavior of composite timber-masonry wall in quasi-dynamic conditions reinforced with superelastic damper”, *Construction and Building Material*, vol. 52, pp. 166-176, 2014.
- [6] Mendes, L.; Campos Costa, A. – LNEC-SPA, Signal Processing and Analysis Tools for Civil Engineers - version 1.0 - build 12, Relatório 29/2007 - NESDE, LNEC, Lisboa, Portugal.
- [7] NP EN 1991-1 – “NP EN 1998-1, Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios”. European Standard, CEN, Instituto Português da Qualidade, Março 2010.
- [8] Coelho, E.; Costa, A.; Sousa, L.; Carvalho, E. – “Avaliação da vulnerabilidade de estruturas e ensaios sísmicos”, 4º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, Faro, 1999.
- [9] Bairrão R.; Falcão M. – “Shaking table tests of two different reinforcement techniques using polymeric grids on an asymmetric limestone full-scaled structure”, *Engineering Structures*, vol. 31, Issue 6, pp. 1312-1330, 2009. (doi:10.1016/j.engstruct.2008.04.039).
- [10] Carvalho, E.; Oliveira, C.; Fragoso, M.; Miranda, V. – “Regras gerais de reabilitação e reconstrução de edifícios correntes afetados pela crise sísmica do Faial, Pico e S. Jorge iniciada pelo sismo de 9 de Julho de 1998”. *Materiais de Construção e Estruturas*, Relatório 100/98, Laboratório Regional de Engenharia Civil, Região dos Açores, Lisboa.
- [11] Bendat, J.; Piersol, A. – *Random Data: Analysis and Measurement Procedures*. Wiley Interscience, ISBN: 0471317330.
- [12] MathWorks – MATLAB The Language of Technical Computing. Version 9, MathWorks Inc., <http://www.mathworks.com>.

