



COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PAREDES DE FRONTAL POMBALINAS REFORÇADAS

Ana Gonçalves *

Bolseira
ICIST, IST, UL
Lisboa
Goncalves.amn@gmail.com

Paulo Candeias

Investigador Auxiliar
Convidado
LNEC
Lisboa

Luís Guerreiro

Prof. Associado
ICIST, IST, UL
Lisboa

João Ferreira

Prof. Associado
ICIST, IST, UL
Lisboa

Alfredo Costa

Investigador Principal
LNEC
Lisboa

SUMÁRIO

Devido à falta de regulamentos específicos, a reabilitação sísmica de edifícios antigos é geralmente realizada com base em regras empíricas, dependendo fundamentalmente da perícia e experiência de engenheiros e empreiteiros. Uma abordagem tecnicamente sustentada dos projetos de reabilitação requer conhecimentos sobre o comportamento sísmico de paredes e sobre o efeito de possíveis soluções de reforço, o que motivou o estudo aqui apresentado.

O estudo apresentado neste trabalho teve como objetivo específico a caracterização experimental do comportamento dinâmico das paredes de frontal pombalina, simples e reforçadas, por meio de ensaios na mesa sísmica no Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Os ensaios incidiram sobre dois modelos em escala real nos quais se reproduz o comportamento de paredes de frontal pombalina, simulando dois andares. Os principais objetivos do presente trabalho foram: avaliar o desempenho sísmico das paredes de frontal pombalina sem reforço; avaliar o desempenho da técnica de reforço com chapas metálicas; identificar algumas deficiências no comportamento sísmico dos edifícios pombalinos.

Palavras-chave: Ensaios dinâmicos, Mesa sísmica, Paredes Pombalinas; Chapas metálicas; Reforço.

1. INTRODUÇÃO

No dia 1 de Novembro de 1755, num curto espaço de tempo, um violento terramoto 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.

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 nas características estruturais e construtivas que pretendia melhorar a resistência sísmica das habitações. A solução encontrada foi o sistema dito de “gaiola”, extremamente engenhoso na sua simplicidade de princípios e na sua realização prática.

Com a candidatura da Baixa Pombalina a Património da Humanidade e a elaboração do Plano de Pormenor para a Baixa Pombalina, assiste-se a uma tomada de consciência, por parte dos cidadãos, do valor cultural, arquitetónico e urbanístico do centro histórico de Lisboa. Estes edifícios, necessitam hoje, na sua maioria, de ser 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, implicando alterações a nível estrutural; (iii) às numerosas intervenções já realizadas com prejuízo para a resistência sísmica; (iv) a não estarem adaptados às atuais ações sísmicas regulamentares e, menos ainda, às que entrarão brevemente em vigor.

O objetivo do estudo experimental apresentado na presente comunicação é avaliar diretamente o desempenho sísmico das paredes de frontal pombalinas. Para tal apresentam-se e analisam-se os resultados dos ensaios realizados na mesa sísmica do LNEC. Foram realizados dois tipos de ensaios que correspondem ao ensaio de solitação sísmica - em que a ação sísmica foi aplicada com amplitude cada vez maior - e ao ensaio de identificação dinâmica - com o objetivo de avaliar a alteração das propriedades mecânicas do modelo. Os ensaios na mesa sísmica inserem-se num programa experimental que iniciou no IST com ensaios cíclicos em paredes frontais pombalinas [1].

Os modelos analisados correspondem: i) modelo com alvenaria (Modelo 1-1); ii) modelo ensaiado com alterações e reforçado (Modelo 1-2); iii) modelo reforçado com chapas (Modelo 2-1); iv) modelo já ensaiado mas alterações na localização chapas (Modelo 2-2).

2. DEFINIÇÃO DO MODELO FÍSICO

O programa experimental teve como objetivo avaliar o desempenho sísmico das paredes de frontais existentes nos edifícios pombalinos. O primeiro passo foi definir o modelo físico que representa as paredes de frontais. A conceção dos modelos físicos foi sempre rodeada de

grandes cuidados e incertezas, pois pretende-se que os modelos reproduzam os fenómenos físicos associados ao comportamento sísmico na realidade o mais fielmente possível.

O modelo físico que se apresenta é inovador, pois é o primeiro ensaio dinâmico na mesa sísmica realizados em modelos de paredes de frontal pombalinas.

Para além das características das paredes, a definição dos modelos experimentais foi condicionada por limitações impostas pelas condições da realização dos ensaios, que são: 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 é a simulação do efeito da fachada sobre as paredes de frontal. As características da definição dos modelos, geometria, os materiais, processo de construção e instrumentação apresentam-se no artigo “Ensaio dinâmico em paredes de Frontal Pombalinas” apresentado nesta conferência.

3. ACÇÃO APLICADA

Nos ensaios na mesa sísmica usaram-se acelerogramas artificiais, gerados pelo software LNEC-SPA [3] que define a amplificação do seu espectro de resposta.

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 de 0,1Hz a 40Hz, equivalente a um ruído branco. O sinal é totalmente artificial, e destina-se a permitir a identificação das frequências e modos de vibração dos modelos, aplicando técnicas de análise estocástica. A série tem que ser longa e com uma amplitude tal que não interfira com os resultados dos ensaios de solicitação sísmica (Figura 1).

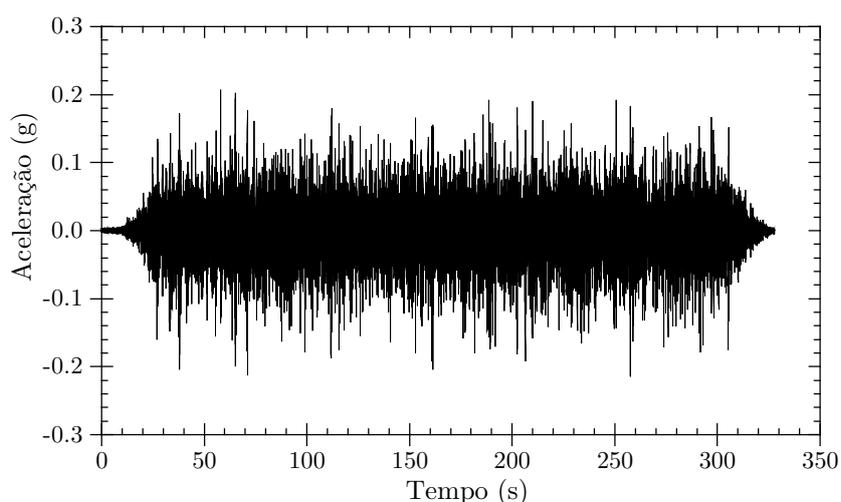


Figura 1 - Sinal de identificação modal

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 [4], 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 coesivas de consistência mole a dura), e um coeficiente de amortecimento de 5%. A Figura 7 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 0.33 g, 273.9 mm/s e 60.5 mm, respetivamente.

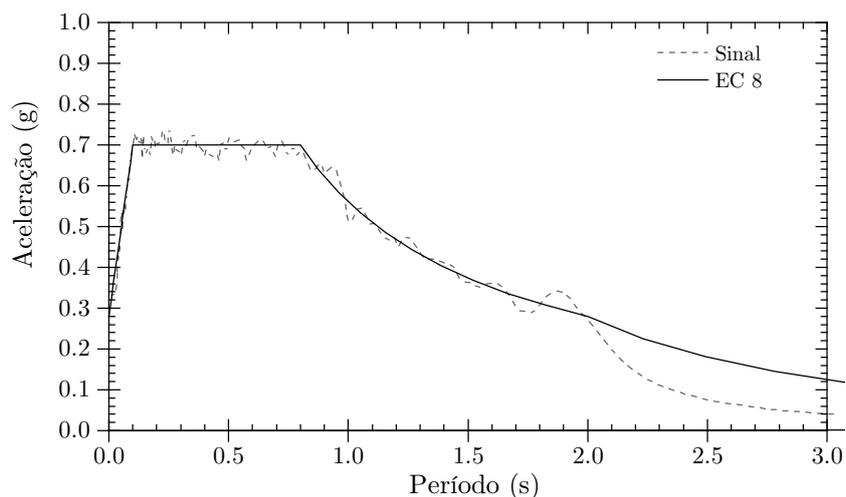


Figura 2 – Espectro de resposta do ensaio

Os ensaios dinâmicos nos modelos 1 e 2 iniciam-se com a imposição do sinal de identificação modal para determinar as propriedades dinâmicas do modelo iniciais, seguindo o ensaio de solicitação sísmica dividido por etapas (correção). O processo repete-se, alterando o sinal de identificação modal com a solicitação sísmica com o incremento do sinal (fator), até se atingir o estado máximo de danos no modelo, ou a capacidade máxima da plataforma sísmica. Nas Tabela 1 estão indicadas cada fase e fator dos diferentes ensaios.

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.

Tabela 1- 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 tem o objetivo de quantificar e avaliar o comportamento das paredes de frontais pombalinas face à ação sísmica de modo a permitir uma posterior avaliação da sua vulnerabilidade baseada na informação obtida. A quantificação do comportamento é 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, através de acelerómetros impostos na base com amplitude crescente [5].

A campanha experimental apresentada deste artigo consiste nos ensaios de identificação modal do modelo constituído apenas por madeira e estrutura metálica, que foi designado por Modelo 0, e nos ensaios de identificação modal nos modelos com a estrutura de madeira e a alvenaria, designado Modelo 1-1. Estes ensaios são importantes para comparar as características modais dos modelos com e sem alvenaria. Por fim realizaram-se os ensaios dinâmicos, dois no modelo 1 e dois no modelo 2 (alterando o sinal de solicitação sísmica com o sinal de identificação modal).

Os ensaios foram identificados por modelo e numerados consoante os ensaios. Na Tabela 2 e Figura 3 são identificados ensaios realizados. No artigo presente apenas se apresenta a análise dos resultados da identificação modal dos Modelos 1-1, 1-2, 2-1 e 2-2.

Tabela 2 – Identificação dos ensaios realizados

Designação	Modelo	Sinal
P.M	Parede metálica	I.M
Modelo 0	Modelo 1- Só com a gaiola de madeira	I.M
Modelo 1-1	Modelo 1 - Paredes de madeira com alvenaria	I.M e S.S
Modelo 1-2	Modelo 1 - Paredes de madeira com alvenaria modificada	I.M e S.S
Modelo 2-1	Modelo 2 - Paredes de madeira com alvenaria modificada, reforçada com chapas metálicas	I.M e S.S
Modelo 2-2	Modelo 2 - Paredes de madeira com alvenaria modificada sem reforço	I.M e S.S

Legenda: I.M- Identificação Modal; S.S- Solicitação Sísmica

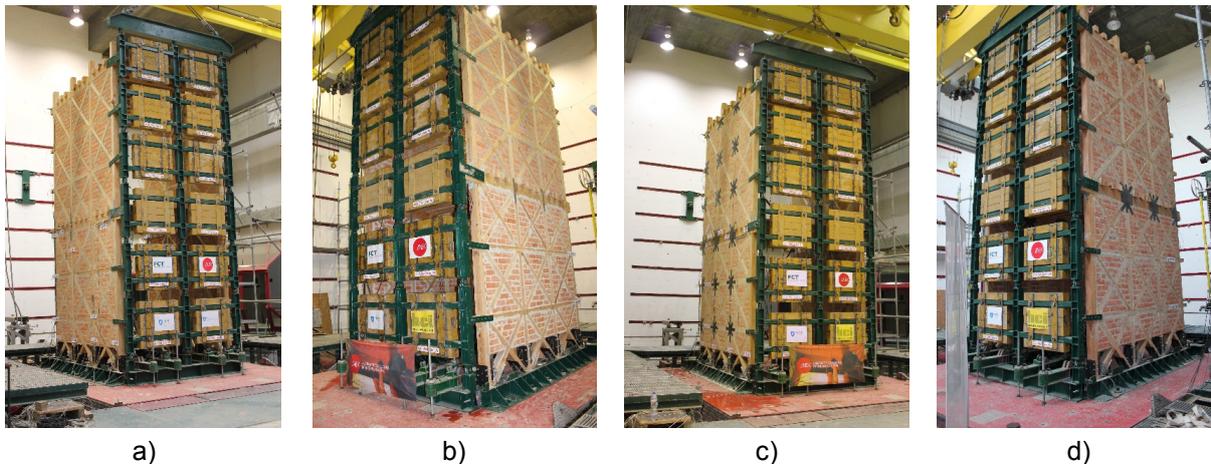


Figura 3 – Modelos analisados: a) Modelo 1-1; b) Modelo 1-2; c) Modelo 2-1, d) Modelo 2-2.

5. METODOLOGIAS USADAS NA ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados obtidos nos ensaios na mesa sísmica resultaram do tratamento da instrumentação, que medem a resposta do modelo à ação sísmica e à identificação modal. A determinação dos modos foi obtida com uma rotina em Matlab, embora os desenhos tenham sido produzidos pelo software LNEC-SPA – *Signal Processing and Analysis Tools for Civil Engineers*, desenvolvido pelo NESDE.

Na identificação modal foram utilizados os sinais de entrada e saída, as acelerações absolutas registadas, na plataforma sísmica e no modelo respetivamente. Os sinais foram previamente tratados tendo em vista o cálculo das FRF (função de resposta em frequência), 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 [6; 7] para suavizar as funções e reduzir a sua dispersão. Foram utilizados segmentos com 2^{10} (1024) pontos, preenchidos com o número mínimo de zeros para permitir a aplicação do algoritmo FFT com uma janela de *Hanning* e sobreposição de 2/3. Este conjunto de operações de processamento dos sinais foi desenvolvido no programa Matlab, dado ter as funções já implementadas e por isso vantagens relativamente a outras linguagens.

As funções utilizadas na construção das rotinas para pós processamento dos sinais são: *pwelch* (*Welch's Power Spectral Density Estimate*), *cpsd*, (*Cross Power Spectral Density*) e *mschore* (*Magnitude Squared Coherence*). A função *pwelch* origina a densidade espectral de potência (DEP) estimada através do sinal de entrada, usando o método modificado de Welch de sobreposição. A função *cpsd* estima a densidade espectral de potência cruzada usando o sinal de entrada e saída. Por fim, a função *mschore* corresponde à coerência entre o sinal de entrada e saída, utilizando o método Welch [8].

Após se obter as propriedades dinâmicas dos modelos, foi utilizada a variação da frequência modal para quantificar a evolução do dano, levando-se em conta a relação fundamental

entre as frequências naturais, a massa e a rigidez de um único grau de liberdade [9] aplicado ao modo n e no ensaio i .

$$w_{i,n}^2 = (2\pi \cdot f_{i,n})^2 = \frac{K_{i,n}}{M_{i,n}} \quad (3)$$

onde $f_{i,n}$, $K_{i,n}$ e $M_{i,n}$ representam, respetivamente, a frequência de vibração, a rigidez generalizada e a massa generalizada do modo n no ensaio i , admitindo uma formulação de dano isotrópico entre o ensaio inicial (0) e atual (a).

$$K_{n,a} = (1 - D_{n,a}) \cdot K_{n,0} \Leftrightarrow D_{n,a} = 1 - \frac{M_{n,a} \cdot f_{n,a}^2}{M_{n,0} \cdot f_{n,0}^2} \quad (4)$$

A massa generalizada de estruturas com vários graus de liberdade tem a particularidade de depender da configuração modal, a qual pode ser normalizada para que a massa generalizada seja unitária. Assim sendo, e, na hipótese de as configurações modais não se alterarem significativamente ao longo dos ensaios, para que os modos sejam comparáveis entre os vários ensaios, é possível simplificar a expressão anterior e obter [10]:

$$D_{n,a} \approx 1 - \left(\frac{f_{n,a}}{f_{n,0}} \right)^2 \quad (5)$$

Nesta expressão o valor do dano, que é representado habitualmente sob a forma de percentagens, varia entre 0% e 100%, correspondendo o primeiro ao estado inicial e o segundo ao dano total.

6. ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO MODAL

6.1 Modelo1-1

No Modelo 1-1 foram realizados seis ensaios de identificação modal, designados de Modal 1 a Modal 6. Foram identificados cinco modos de vibração entre os 2 Hz até aos 19 Hz, que correspondem a três modos longitudinais e dois de torção com longitudinal (Figura 4).

As frequências dos modos de vibração são as indicadas na Tabela 3, onde se constata a tendência decrescente dos seus valores em consequência da ação sísmica crescente imposta ao modelo. Na passagem do ensaio Modal 4 para o ensaio Modal 5, surge um novo modelo de 3.70 Hz, consequência do dano na estrutura, que provoca a separação do piso intermédio, criando duas estruturas.

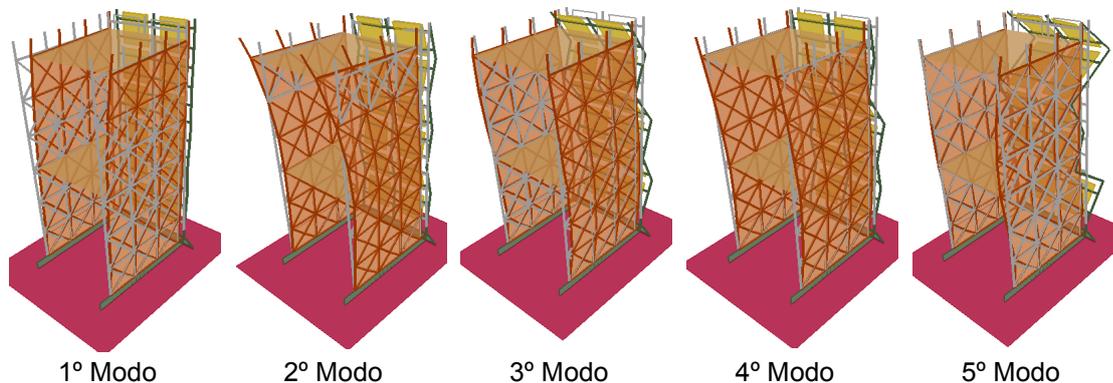


Figura 4 - Configuração dos modos do Modelo 1-1

Tabela 3– Frequências modais no Modelo 1-1 para as várias caracterizações

Ensaio	Período de retorno (anos)	Modo				
		1º	2º	3º	4º	5º
Modal 1	0	4.90	5.71	12.35	14.08	18.75
Modal 2	73	4.86	5.65	12.35	14.07	18.73
Modal 3	225	4.69	5.61	12.34	14.04	18.70
Modal 4	475	4.24	5.03	11.66	13.86	18.09
Modal 5	975	3.22	3.70*	10.96	13.01	17.38
Modal 6	2000	3.00	3.51*	10.01	12.38	16.30
Tipo de modo		Long.	Long.+ Torção	Long.	Long.+ Torção	Long.

Legenda: *- Novo modo que apareceu devido ao dano na estrutura.

A evolução das frequências modais ao longo dos ensaios é ilustrada na Figura 4, onde as frequências dos modos de vibração decrescem ao longo dos ensaios. No primeiro modo existe um decréscimo de 40%, entre o primeiro ensaio de caracterização, no segundo modo é de 12% o decréscimo e o no terceiro e quarto modo existe um decréscimo de 20% e 13%, respetivamente.

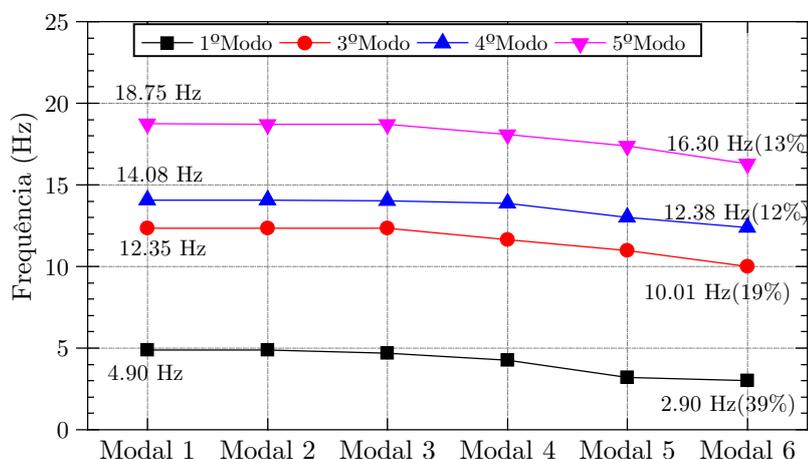


Figura 4 - Configuração dos modos do Modelo 1-1

6.2 Modelo 1-2

Para melhorar o comportamento global do Modelo 1-1 foi aumentado o peso dos pisos, aplicado contraventamento lateral e colocadas chapas entre os pisos e na base, passando a denominar-se de Modelo 1-2. Com o Modelo 1-2 realizaram-se seis ensaios de identificação modal, designados por Modal 1 até 6, onde no primeiro ensaio (i.e. Modal 1) avaliou-se o estado inicial do modelo, com os restantes ensaios Modais a serem realizados após cada um dos ensaios de solicitação sísmica.

Para avaliar o estado inicial do Modelo 1-2, começou-se por comparar o Modal 6 do Modelo 1-1 (i.e. último ensaio de identificação) com o Modal 1 do Modelo 1-2 (i.e. primeiro ensaio de identificação). Pretendeu-se com esta análise identificar/quantificar a contribuição das alterações efetuadas no Modelo. Na Tabela 4 expõem-se as relações das frequências entre os modelos. Ainda que a massa do Modelo tenha incrementado 600 kg por piso, constata-se que existe um aumento da frequência, principalmente no primeiro modo, resultante do aumento de rigidez, devido à colocação de chapas entre os pisos.

Tabela 4 – Frequências entre o Modelo 1-1 e Modelo1-2

Caracterização		Frequências modais (Hz)				
Modelo 1-1	Modal 6	3.00	3.51	10.01	12.38	16.30
Modelo 1-2	Modal 1	3.23	3.67	10.49	-	16.47

No Modelo 1-2 foi possível identificar quatro frequências modais, entre os 2 Hz e os 17 Hz. Na Figura 5 ilustram-se a configuração dos modos para o primeiro ensaio de identificação (i.e. Modal 1). O primeiro e segundo modos de vibração correspondem a uma configuração idêntica, apesar do segundo modo (3.67 Hz) ter movimentos de rotação. O terceiro e quarto modo identificado corresponde ao segundo e terceiro modo longitudinal, respetivamente. Na Tabela 5 observa-se a diminuição das frequências modais ao longo dos ensaios de identificação modal.

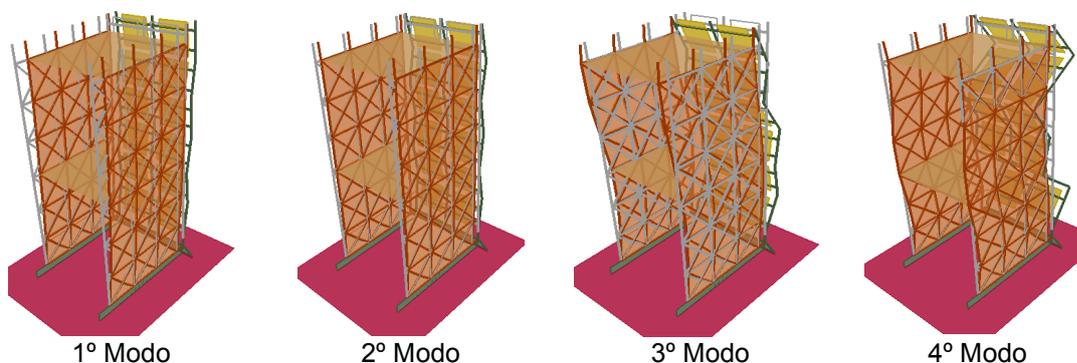


Figura 5 – Configuração do modo do Modelo 1-2

Tabela 5 – Frequências do Modelo 1-2

Ensaio	Período de retorno (anos)	Modo			
		1º	2º	3º	4º
Modal 1	0	3.23	3.67	10.49	16.47
Modal 2	73	3.05	3.56	9.66	16.04
Modal 3	225	3.03	3.49	9.62	16.07
Modal 4	475	2.94	3.49	9.61	15.97
Modal 5	975	2.84	3.49	9.21	15.30
Modal 6	2000	2.49	3.45	8.66	14.58
Tipo de Modo		Long.	Long.+Torção	Long.	Long.

A evolução dos valores das frequências modais identificadas é mais perceptível na Figura 6. Verifica-se que as frequências vão reduzindo ao longo dos ensaios. O primeiro modo é onde existe maior degradação da frequência, cerca de 21%, passando para 9% no segundo modo, e 16% e 12% no terceiro e quarto modo respetivamente.

O decréscimo do valor das frequências ao longo dos ensaios de identificação modal, realizados no Modelo 1-2, é menor do que o decréscimo verificado no Modelo 1-1, indicando que as alterações no Modelo 1-2 contribuíram para o melhoramento do comportamento global da estrutura.

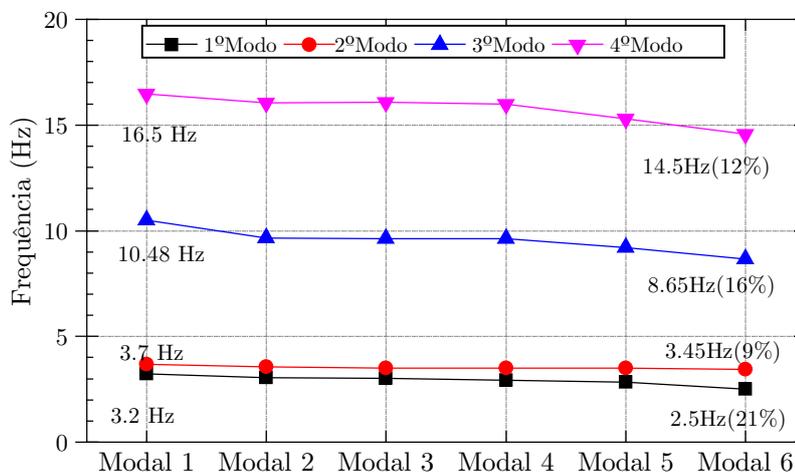


Figura 6 - Degradação das frequências

6.3 Modelo 2-1

O Modelo 2-1 corresponde a um novo modelo, reforçado com chapas metálicas nas ligações de meia-madeira. No modelo foram realizados seis ensaios de identificação modal, designados de Modal 1 a Modal 6. Foram identificados cinco modos entre os 4 Hz e os 21 Hz. O primeiro e segundo modos, com 4.63 Hz e 5.75 Hz respetivamente, têm configuração idêntica com a particularidade que a parede metálica no primeiro modo não acompanha o movimento das paredes pombalinas, conforme ilustrado na Figura 7. Este comportamento

pode ser explicado por as paredes pombalinas serem mais rígidas (devido ao reforço) e a parede metálica não ter massa suficiente para governar o movimento do modelo.

Apresentam-se na Tabela 6 os valores das frequências modais correspondentes em cada ensaio, onde se verifica que a frequência decresce progressivamente, indicando uma redução da rigidez do modelo em função da solitação sísmica.

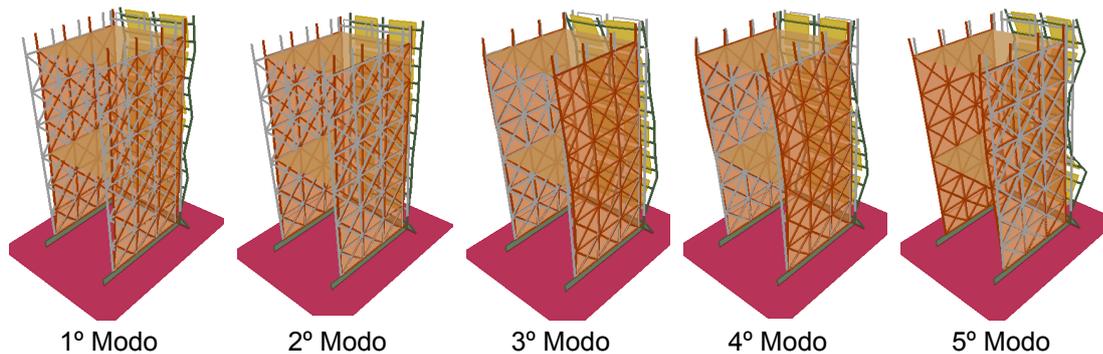


Figura 7 – Configuração dos modos do modelo 2-1

Tabela 6 – Frequências modais do ensaio para as diferentes caracterizações

Caracterização	Período de retorno (anos)	Modo				
		1º	2º	3º	4º	5º
Modal 1	0	4.67	5.74	14.23	15.19	20.28
Modal 2	73	4.67	5.67	14.14	15.16	20.28
Modal 3	225	4.56	5.39	13.49	14.79	20.00
Modal 4	475	4.42	5.15	13.40	14.79	19.91
Modal 5	975	4.37	5.11	13.40	14.42	19.91
Modal 6	2000	4.28	4.93	13.02	13.86	19.90
Tipo de modo		Long.	Long.	Long.	Long.	Long.

A Figura 8 representa a evolução do dano, para cada um dos ensaios de solitação sísmica. O ensaio Modal 1 representa o estado inicial do modelo e o ensaio Modal 6 representa o estado final do modelo. Observa-se uma degradação das frequências ao longo do ensaio, de 8%, 14% e 4% para o primeiro, segundo e terceiro modos, respetivamente. A evolução do valor das frequências ao longo do ensaio é menor do que a dos ensaios anteriores, o que mostra que o reforço com chapas contribui para diminuir o dano.

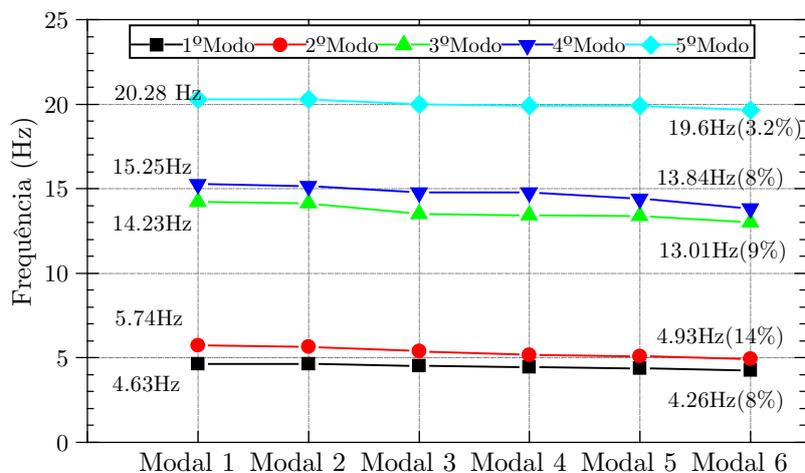


Figura 8 – Degradação das frequências

6.4 Modelo 2-2

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-se a denominar de Modelo 2-2.

Na Tabela 7, compara-se o último ensaio de caracterização (i.e. Modal 6) do Modelo 2-1 com o primeiro ensaio de caracterização (i.e. Modal 1) do Modelo 2-2. Observa-se uma diminuição da rigidez na parede, passando a frequência modal de 4.28 Hz para 3.81 Hz no primeiro modo, e de 13.02 Hz para 11.34 Hz no segundo modo.

Conclui-se que os dois primeiros modos do Modelo 2-1 correspondem ao primeiro modo no Modelo 2-2, e o terceiro e quarto modo do Modelo 2-1 correspondem ao terceiro modo no Modelos 2-2. É de salientar que foi identificado um modo com frequência de 5.33 Hz no Modelo 2-2 que não tem relação com nenhum modo determinado no Modelo 2-1 (i.e. modo de torção). Estas observações indicam que: i) quando as paredes pombalinas são muito rígidas têm um comportamento diferente da parede metálica, identificado por o primeiro e segundo modos serem idênticos; ii) com o incremento de rigidez, devido ao reforço das paredes pombalinas, a parede metálica deixou de estabelecer o movimento global da estrutura, por insuficiência de peso; iii) quando as paredes pombalinas são muito rígidas existe menos torção no modelo.

Tabela 7 – Frequências entre o Modelo 2-1 e o Modelo 2-2

Caracterização		Modos (Hz)						
Modelo 2-1	Modal 6	4.28	4.93	-	13.02	13.86	-	19.90
Modelo 2-2	Modal 1	3.81	5.33	11.35	17.76	19.89		

No Modelo 2-2 foram realizados no total seis ensaios de identificação modal, designados por Modal 1 a Modal 6, e identificados cinco modos de vibração. O primeiro modo longitudinal

tem uma frequência de 3.81 Hz, o segundo modo longitudinal 11.35 Hz e o terceiro modo 17.76 Hz. O modo de vibração aos 5.33 Hz é um modo longitudinal mas com torção (Figura 9 e Tabela 8).

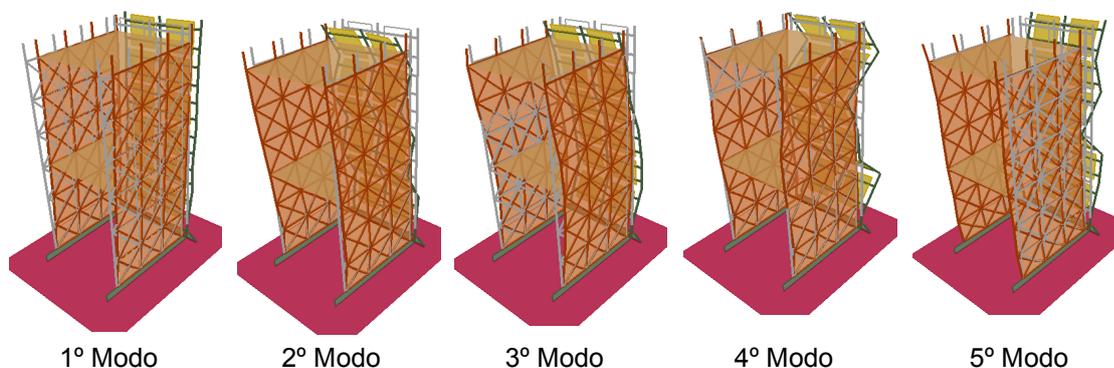


Figura 9- configuração dos modos do modelo 2-2

Tabela 8 – Frequências modais do Modelo 2-2.

Caracterização	Período de retorno (anos)	Modo				
		1º	2º	3º	4º	5º
Modal 1	0	3.82	5.33	11.34	17.76	19.89
Modal 2	73	3.82	5.33	11.34	17.76	19.89
Modal 3	225	3.80	5.33	11.07	17.48	19.63
Modal 4	475	3.79	5.34	11.06	17.85	19.62
Modal 5	975	3.35	5.28	10.04	17.39	19.35
Modal 6	2000	2.98	5.20	9.02	16.75	18.32
Tipo de modo		Long.	Long.+ Torção	Long.	Long.	Long.+ Torção

Ilustra-se na Figura 10 a evolução dos valores das frequências modais nos ensaios de identificação. Verifica-se que as frequências vão diminuindo ao longo dos ensaios de identificação, onde no primeiro modo existe maior degradação da frequência, 22.0%, passando de 3.84 Hz para 2.98 Hz. O segundo modo aos 5.3 Hz tem uma diminuição de 2.6% e o terceiro modo aos 11.3 Hz tem uma degradação de 20.5%.

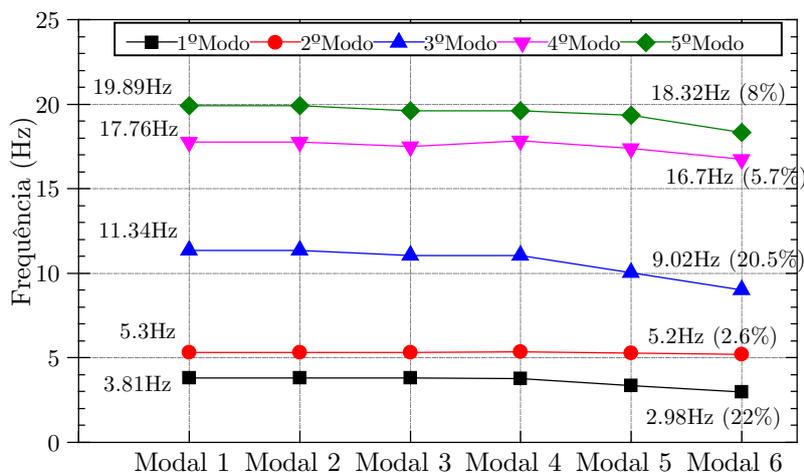


Figura 10 - Degradação das frequências

6.5 Comparação entre os modelos reforçados e os modelos não reforçados

A Figura 11a) apresenta evolução do primeiro modo longitudinal de cada ensaio de identificação (i.e. Modal 1 até 6) para os quatro modelos (i.e. Modelos 1-1, 1-2, 2-1 e 2-2).

Constata-se que o modelo com maior frequência e com menor dano é o Modelo 2-1. O Modelo 1-1 apresenta a segunda maior frequência inicial, tendo no entanto maiores danos (i.e. maior variação da frequência). O Modelo 2-2 apresenta frequências inferiores ao Modelo 2-1, por consequência da remoção das chapas metálicas. Por último, o Modelo 1-2 é o que apresenta menor frequência inicial, no entanto é de referir que a frequência de vibração do primeiro ensaio de caracterização (i.e. Modal 1) é superior à do 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 são feitas para as frequências do primeiro modo longitudinal, por isso podemos extrapolar a frequência para a rigidez, observando que os modelos que apresentam maior rigidez são os que apresentam maior frequência.

Na Figura 11b) 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 1-1 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 aos períodos de retorno de 475 anos para os 975 anos, com exceção do Modelo 2-1, em que a diminuição da rigidez é gradual.

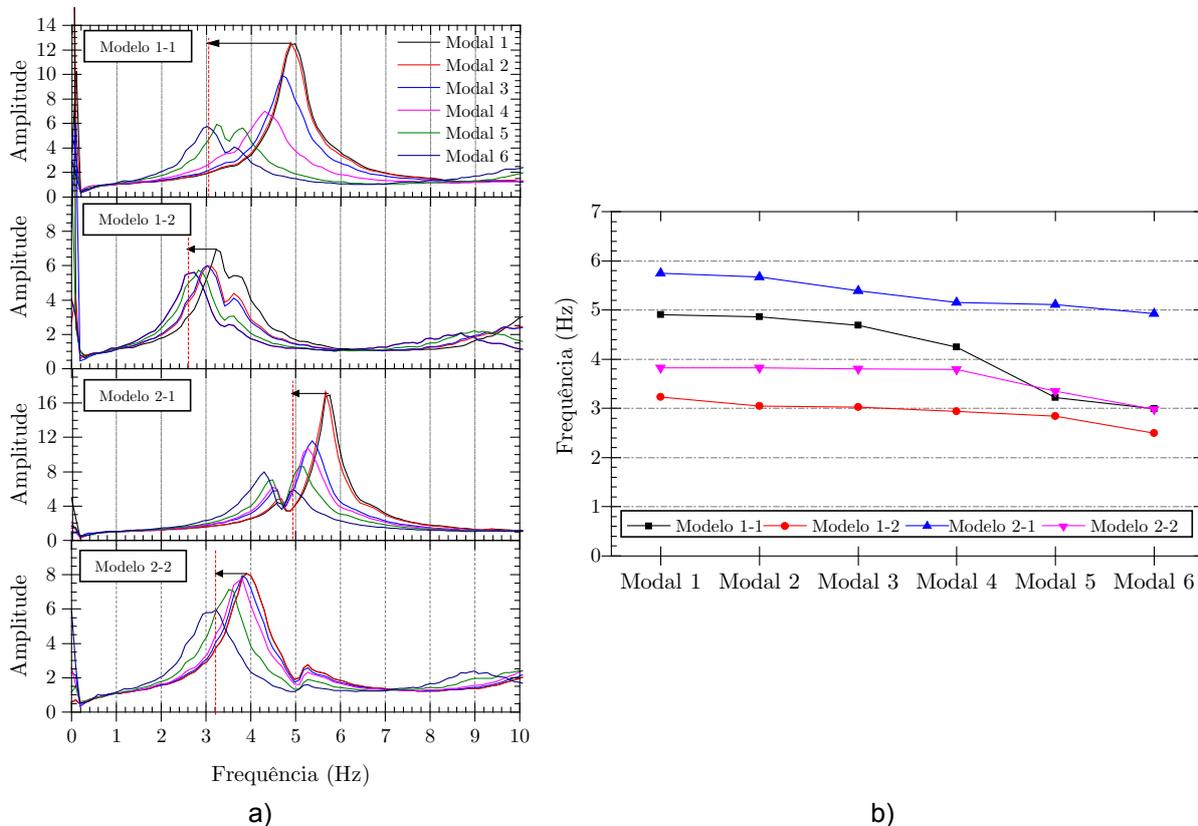


Figura 11 – Frequências modais: a) identificação do primeiro modo; b) Degradação da frequência para o primeiro modo de vibração

7. CONCLUSÕES

Na análise dos ensaios de identificação modal foi possível determinar as frequências próprias e 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 as frequências modais diminuíram em todos os modelos, após os ensaios de solitação sísmica, devido ao dano ocorrido nas estruturas. O Modelo 1-1 foi o modelo 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 inferior aos registados de uma estrutura não danificada. Comparado ao Modelo 1-1 e 1-2 conclui-se que existe uma melhoria significativa do comportamento da estrutura e o dano ocorrida é menor quando a estrutura é reforçada.

Em relação ao modelo reforçado em todas as ligações de meia-madeira (Modelo 2-1) conclui-se que a estrutura é mais rígida, observando-se o aumento das frequências modais e 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 o modelo apenas reforçado nas ligações entre os pisos (Modelo 2-2), observou-se uma diminuição da rigidez inicial (frequências modais menores) e aumento dos danos registados, constatando-se a importância do reforço em todas as ligações

Conclui-se que os modelos com chapas de reforço entre os pisos (Modelo 1-2 e 2-2) apresenta metade do dano ocorrido no modelo sem reforços (Modelo 1-1). O modelo reforçado em todas as ligações (Modelo 2-1) possibilitou a diminuição do dano em 75%.

AGRADECIMENTOS

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

REFERÊNCIAS

- [1] Gonçalves, A.; Ferreira, J.; Guerreiro, L.; Branco, F. –Caracterização experimental do comportamento cíclico de paredes pombalinas simples e reforçadas, Revista Engenharia Civil, 2013, Vol. 45, p.: 5-19
- [2] Lourenço, P.; Branco, J.; Cruz, H. e Nunes, L. – Avaliação experimental do comportamento sísmico de casas de madeiras. Seminário Casas de Madeira, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães. 2013.
- [3] Mendes, L.; e Costa, A. – LNEC-SPA, *Signal Processing and Analysis Tools for Civil Engineers - version 1.0 - build 12*, Relatório 29/2007 - NESCE, LNEC, Lisboa, Portugal
- [4] 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.
- [5] 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
- [6] 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.
- [7] Bendat, J. e Piersol, A. – *Random Data: Analysis and Measurement Procedures*. Wiley Interscience, ISBN: 0471317330.
- [8] MathWorks, *MATLAB The Language of Technical Computing. Version 9*, MathWorks Inc., <http://www.mathworks.com>,
- [9] Chopra, A. – *Dynamics of Structures: Theory and Application to Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1995, ISBN: 013855214.
- [10] Candeias P. – Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria. Tese de Doutoramento, Guimarães, Universidade do Minho, 2008.