

INFLUÊNCIA DAS PAREDES FORTES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO NO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO - ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR

MARTA AGANTE
Professora Adjunta
CONSTRUCT - IPLeiria

HUGO RODRIGUES
Professor Associado
Universidade de Aveiro

PAULO FERNANDES
Professor Coordenador
CERIS- IPLeiria

HUMBERTO VARUM
Professor Catedrático
COSTRUCT - FEUP

ROMAIN SOUSA
RISCO
VIGOBLOCO, SA

SUMÁRIO

Nos últimos anos, a eficiência energética e o conforto acústico dos edifícios tornaram-se requisitos condicionantes na escolha da solução de paredes de enchimento, conduzindo à utilização de unidades de alvenaria com propriedades termoacústicas melhoradas. Estas unidades possuem maior largura, peso e maior número de septos verticais com consequente e previsível aumento da sua robustez, existindo por isso a necessidade de avaliar a influência destas soluções no comportamento de estruturas de betão armado. Neste contexto, o presente trabalho visa analisar a influência das alvenarias de enchimento com características termoacústicas melhoradas no dimensionamento de edifícios porticados de betão armado quando sujeitos à ação Sísmica. Foram avaliados edifícios de várias alturas considerando diferentes distribuições de paredes em altura e no plano.

ABSTRACT

Over the last years, the energy efficiency and acoustic comfort of buildings have become conditioning requirements in the choice of infill wall solution, leading to the use of masonry units with improved thermoacoustic properties. These units have greater width, weight, and a greater number of vertical septa with a consequent and foreseeable increase in their robustness, so there is a need to evaluate the influence of these solutions on the behavior of reinforced concrete structures. In this context, this study aims to analyze the influence of masonry infills with improved thermoacoustic characteristics on the design of reinforced concrete frame buildings when subjected to seismic action. Buildings of various heights were evaluated, considering different distributions of walls in height and plan.

PALAVRAS-CHAVE: Paredes fortes de alvenaria de enchimento, Estruturas de betão armado, Comportamento dinâmico, Modelação numérica, Vulnerabilidade sísmica.

1. INTRODUÇÃO

Os edifícios de BA com paredes de alvenaria de enchimento representam um sistema de construção amplamente utilizado por todo o mundo. Durante os eventos sísmicos, as paredes de enchimento, geralmente consideradas como elementos não estruturais, podem afetar significativamente o comportamento global da estrutura em termos de rigidez, resistência, alteração dos modos de vibração e das frequências, assim como a capacidade de dissipação de energia no plano [1], [2], [3], [4] e [5]. Embora muitos estudos mostrem que as paredes de enchimento influenciam o comportamento estrutural do edifício sujeito a cargas laterais, a contribuição dos painéis é geralmente negligenciada [1]. Este facto deve-se à complexidade inerente à modelação numérica do painel de enchimento e consequentemente à complexidade de análise do modelo global da estrutura.

A formulação de métodos numéricos capazes de descrever o comportamento mecânico das alvenarias é e tem sido uma questão objeto de grande desenvolvimento [2], [6], [7], [8]. A complexidade do seu comportamento está relacionada com as características mecânicas e geométricas das unidades, da argamassa e da ligação entre esses constituintes, mão de obra, interação com a estrutura envolvente, entre outros. Os resultados obtidos a partir de ensaios experimentais são essenciais para desenvolver e calibrar ferramentas numéricas para simular o comportamento estrutural dessas alvenarias, de forma isolada ou integrada nas estruturas de betão armado. Assim, para caracterizar mecanicamente as alvenarias de enchimento utilizadas neste estudo, contruídas com blocos termoacústicos de betão leve de furação vertical, foi necessário realizar ensaios de caracterização mecânica de muretes [9]. Para calibrar o modelo numérico foi necessário aferir o comportamento histerético no plano do pórtico de betão armado considerando a contribuição dos painéis de alvenaria de enchimento, tendo-se realizado um ensaio à escala real de deslocamentos cíclicos no plano até atingir um *drift* de 0,3% [9].

Os edifícios-tipo escolhidos para modelação foram os edifícios PT4, PT6 e PT8, que foram projetados pelo LNEC no âmbito de uma investigação na área do dimensionamento sísmico de elementos estruturais. Os edifícios foram dimensionados de acordo com as prescrições do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado [10] por forma a auxiliar os projetistas no dimensionamento de edifícios. A análise sísmica foi baseada no Regulamento de Segurança e Ações [11] considerando forças equivalentes à ação dos sismos aplicadas ao nível dos pisos do edifício [12]. A escolha destes edifícios prende-se com o facto de serem edifícios simples e regulares, facilitando a introdução da estrutura no modelo de análise numérica. Tendo em consideração que a equipa de investigadores do LNEC estudou os edifícios sem considerar os painéis de alvenaria, considera-se interessante avaliar os mesmos edifícios adicionando os painéis de alvenaria de enchimento.

Neste artigo apresentam-se os resultados das análises *pushover*. Analisa-se a influência das alvenarias de enchimento no dimensionamento de edifícios porticado de betão armado quando sujeitos à ação sísmica. Para edifícios de várias alturas (4, 6 e 8 pisos), avaliam-se os seguintes parâmetros: existência de paredes em toda a altura do edifício, a existência de rés-de-chão vazado, a distribuição assimétrica das paredes em planta.

2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DOS EDIFÍCIOS

Os edifícios PT possuem um sistema porticado de BA constituído por pilares, vigas e lajes. A estrutura apresenta uma disposição em planta de 20×15 m, com 5 vãos de 4 metros na direção longitudinal e 3 vãos de 5 metros na direção transversal (Fig. 1 (a)). O edifício PT8 é constituído por 8 pisos com pé direito de 3 m, totalizando 24 m de

altura (Fig. 1 (b)). O edifício PT6 é constituído por seis pisos totalizando 18 m de altura e o edifício PT4 possui 4 pisos e uma altura total de 12 metros.

No dimensionamento dos edifícios, considerou-se que estes se encontravam encastrados na base. As características geométricas dos pilares e das vigas do PT4, PT6 e PT8.

No âmbito deste trabalho, foram realizadas análises tridimensionais dos três edifícios, sem paredes de enchimento (*Bare Frame* - BF) e com paredes de enchimento de blocos de betão leve de furação vertical com 315 mm de espessura. Na análise dos três edifícios com paredes de enchimento, foram consideradas três situações: paredes de enchimento em toda a altura do edifício (*Full Infill* - FI), rés-de-chão vazado (*Weak Story* - WS) e painéis de alvenaria em apenas duas fachadas ortogonais (*Asymmetrical* - ASS). Foram estudadas ao todo 12 tipologias. Como exemplo, na Tabela 1 estão apresentadas as tipologias estudadas do edifício PT6.

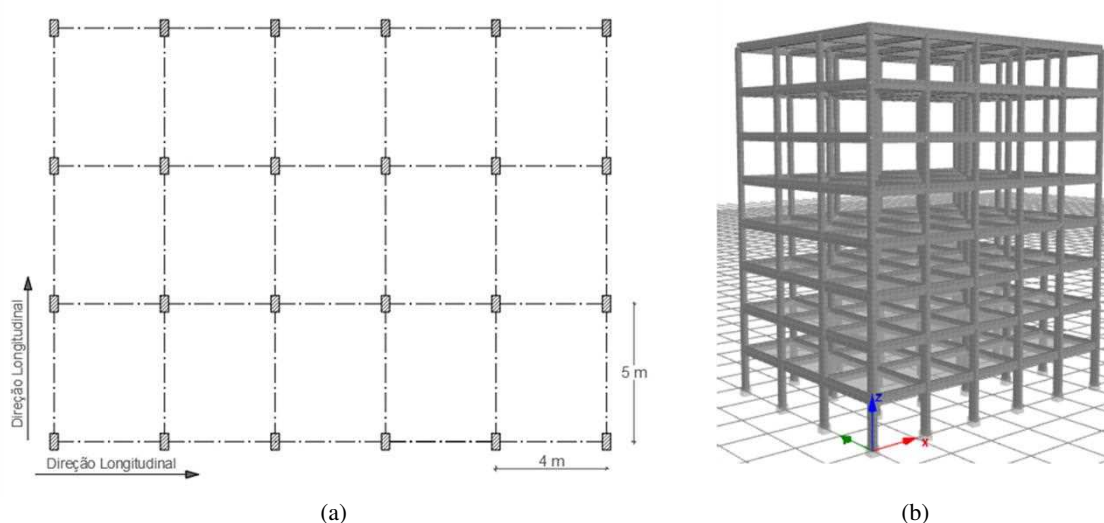


Fig. 1 - Edifício PT8: (a) Geometria em planta e (b) Perspetiva 3D da estrutura

Tabela 1- Tipologias estudadas do edifício PT6.

	BF	FI	WS	ASS
PT6				

3. MODELAÇÃO NUMÉRICA

A ferramenta de modelação numérica utilizada foi o programa *SeismoStruct*. Este é um programa de elementos finitos de análise estrutural, capaz de realizar análises estáticas e dinâmicas no tempo, considerando o comportamento não linear geométrico e material, permitindo a visualização de todos os dados necessários a essas análises.

Uma estrutura quando sujeita à ação sísmica sofre deformações que forçam os materiais que a constituem a entrar no domínio não-linear do seu comportamento. Assim, para realizar uma análise não-linear de uma estrutura quando sujeita à ação de

um sismo, o modelo deve considerar a não linearidade do material. Os modelos de elementos finitos capazes de representar o comportamento não-linear podem dividir-se em dois grandes grupos: um que idealiza a plasticidade concentrada e outro que considera a plasticidade distribuída [13]. Neste estudo foi adotado o modelo de plasticidade distribuída, que permite modelar a propagação da não-linearidade ao longo do comprimento do elemento através da consideração de pontos de integração localizados ao longo do elemento.

3.1. Modelo de comportamento do betão e do aço

O programa *SeismoStruct* tem disponíveis vários modelos diferentes de comportamento do betão para carregamentos cíclicos, tendo sido adotado para o presente trabalho o modelo de comportamento não linear de Mander, Priestley and Park [14]. Dos três modelos de comportamento para o aço disponíveis no programa *SeismoStruct*, escolheu-se o modelo de aço Menegotto-Pinto [15]. A memória descritiva dos edifícios PT refere que o betão utilizado é de classe B25 e o aço é da classe A400ER.

3.2. Modelação das paredes de enchimento

Neste estudo a modelação das paredes de alvenaria foi realizada através do modelo da biela diagonal equivalente desenvolvido por Crisafulli and Carr [7], onde cada parede de alvenaria é representada por quatro bielas e duas molas de comportamento não-linear. Em cada direção, as duas bielas transmitem os esforços e as deformações nos dois cantos diagonalmente opostos e a mola contabiliza a resistência e o deslizamento das juntas. As duas molas são ativadas alternadamente, apenas na diagonal que está em compressão.

Para realizar análises não-lineares de estruturas de BA preenchidas com painéis de alvenaria é necessário modelar o comportamento histerético das bielas equivalentes e da mola de deslizamento. As bielas diagonais equivalentes utilizam o modelo de comportamento histerético desenvolvido por Crisafulli and Carr [7], que consiste em cinco leis que têm em conta a possibilidade de diferentes modos de tensão e a biela de deslizamento utiliza uma lei de comportamento histerético bilinear. A aplicação do modelo implica o cálculo de parâmetros mecânicos, geométricos e empíricos para definir o comportamento das alvenarias.

3.3. Calibração dos edifícios PT

A calibração do edifício PT8 foi efetuada comparando a frequência fundamental do modelo numérico com a frequência fundamental obtida no estudo do LNEC. Na calibração considerou-se a estrutura sem paredes de alvenaria, uma vez que o valor calculado da frequência fundamental no estudo do LNEC não preconizava a existência de paredes. O valor da frequência fundamental obtido no modelo numérico do PT8 revelou-se próximo do valor do estudo [9].

3.4. Calibração dos parâmetros na modelação das paredes de alvenaria

A calibração do modelo foi efetuada comparando os resultados obtidos no ensaio experimental com os resultados numéricos. Realizou-se uma abordagem iterativa que consistiu em ajustar os parâmetros do modelo até que as curvas histeréticas simuladas reproduzissem de forma adequada as curvas histeréticas do ensaio [9]. Neste processo, verificou-se que os parâmetros que tiveram uma maior influência na calibração do modelo foram: o módulo de elasticidade da parede de enchimento, a

resistência à compressão, a extensão máxima, a extensão última, a tensão de deslizamento, o coeficiente de atrito e a redução da área da biela equivalente. No trabalho de investigação de Agante M. [9], estão apresentados os parâmetros mecânicos, geométricos e empíricos adotados na calibração das paredes de enchimento.

4. ANÁLISE MODAL

A partir da análise modal realizada em cada edifício, determinaram-se as frequências correspondentes aos três primeiros modos de vibração, assim como as respectivas configurações modais. Esta análise permitiu perceber de que forma é que a presença de paredes de alvenaria de enchimento modifica as características dinâmicas dos edifícios. Os valores das frequências fundamentais e dos respetivos períodos calculados para cada edifício, foram utilizados nas análises *pushover*.

A partir da análise da Tabela 2, e das configurações correspondentes ao primeiro modo de vibração para os vários edifícios PT (Fig. 2), verifica-se que, em comparação com o modelo sem paredes, a presença das alvenarias em toda a altura dos edifícios mudou a direção do primeiro modo de vibração, passando de um modo de translação na direção x, para um modo de translação na direção y. Também se verifica que, a consideração de paredes de enchimento em duas direções ortogonais (ASS), alterou a configuração correspondente ao primeiro modo de vibração das estruturas, passando de modo de translação na direção x, para um modo que associa torção e translação nas direções x e y. Os modelos sem alvenaria no rés-de-chão mantêm a direção do primeiro modo de vibração, relativamente aos modelos sem paredes de alvenaria. Nos modelos de paredes sem alvenaria, o modo de vibração indica um deslocamento relativamente constante ao nível de todos os pisos, enquanto nos modelos com o rés-de-chão vazado se verificam maiores deslocamentos no piso 1, indicando um mecanismo de *soft-story*.

Pode observar-se que a presença de alvenarias em toda a altura do edifício aumentou a frequência fundamental relativamente aos valores verificados sem paredes de alvenaria, cerca de 2.5 vezes para o PT4, 1.6 vezes para o PT6 e 1.3 vezes para o PT8, o que está de acordo com a gama de valores reportados na literatura. As frequências fundamentais dos edifícios de rés-de-chão vazado são cerca de 40% a 50% superiores às frequências fundamentais dos edifícios sem paredes de alvenaria, enquanto as frequências fundamentais dos edifícios assimétricos são cerca de 15% superiores. Verifica-se que nos três edifícios sem alvenarias de enchimento, o valor da frequência do segundo modo é muito próximo do valor da frequência do terceiro modo, sendo o segundo modo de translação e o terceiro de torção, ambos com uma percentagem de participação modal efetiva na ordem dos 75% a 80%.

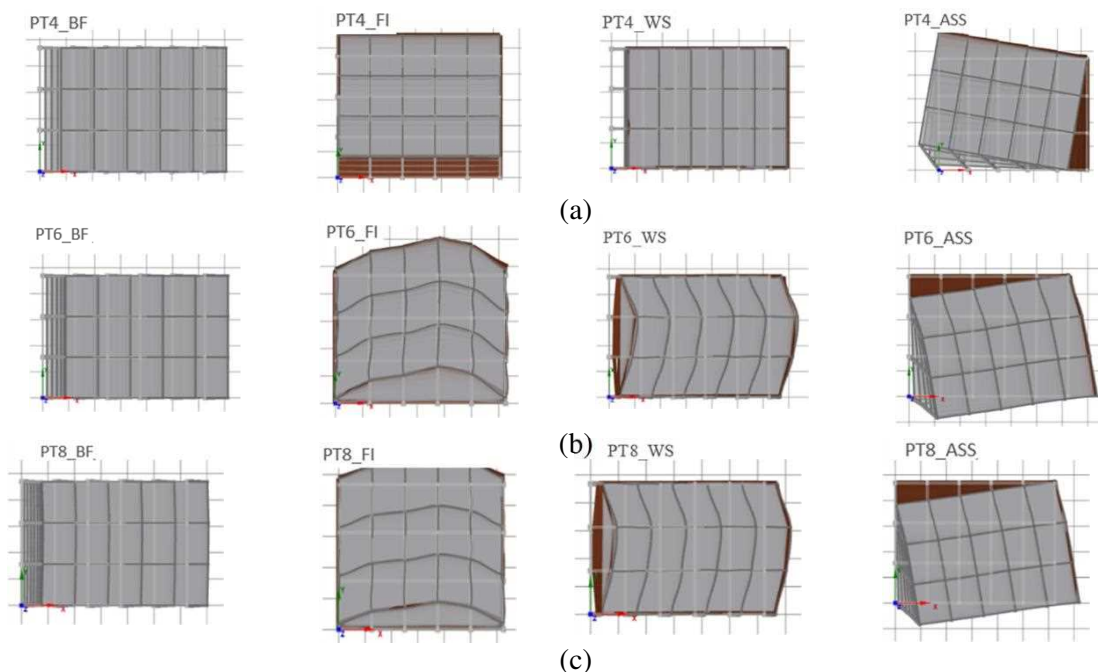


Fig. 2 – 1º modo de vibração dos edifícios: (a) PT4; (b) PT6 e (c) PT8

Tabela 2- Frequências relativas ao primeiro modo de vibração.

1º MODO	PT4				PT6				PT8			
Edifício	DIR.	f_i [Hz]	$\frac{f_i}{f_{BF}}$	M_{MODAL} [%]	DIR.	f_i [Hz]	$\frac{f_i}{f_{BF}}$	M_{MODAL} [%]	DIR.	f_i [Hz]	$\frac{f_i}{f_{BF}}$	M_{MODAL} [%]
PT_BF	U_x	1.54	1.00	87.1	U_x	1.09	1.00	83.4	T	0.87	1.00	80.7
PT_FI	U_y	3.84	2.50	88.5	U_y	1.77	1.62	63.5	T	1.15	1.32	65.3
PT_WS	U_x	2.29	1.49	99.5	U_x	1.51	1.39	83.3	T	1.34	1.54	84.0
PT_ASS	$U_x U_y T$	1.75	1.14		$U_x U_y$	1.23	1.13		$U_x U_y T$	0.99	1.15	

5. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR: PUSHOVER ADAPTATIVO

5.1. Curvas de capacidade

Para cada tipologia de edifício estudado, foi determinada a curva de capacidade (ver Fig.5, Fig.6 e Fig.7) e a partir dessa curva, determinaram-se os valores de rigidez inicial da estrutura, corte basal máximo e deslocamento de cedência, que estão apresentados na Tabela 3. No geral, a presença de alvenarias de enchimento conferiu uma maior rigidez à estrutura e conseqüentemente uma menor ductilidade. De seguida apresenta-se de uma forma resumida, algumas conclusões às análises dos parâmetros atrás referidos, sendo a análise realizada em termos comparativos aos valores obtidos nos edifícios sem paredes de alvenaria, PT_{BF}:

Tabela 3- Valores da rigidez inicial, corte basal máximo, deslocamento de cedência, da análise *pushover* dos edifícios PT4, PT6 e PT8 - Direção x e y

Direção x	Edifício	$K_{0,i}$	$F_{y,i}$ [kN]	$d_{y,i}$ [M]
	PT4_BF	63268	2201	0.084
	PT4_FI	658547	3265	0.010
	PT4_WS	206988	2223	0.023
	PT4_ASS	267569	2534	0.021
	PT6_BF	46770	2565	0.111
	PT6_FI	500747	3521	0.014
	PT6_WS	217469	2645	0.024
	PT6_ASS	179323	2753	0.029
	PT8_BF	33721	3123	0.190
	PT8_FI	374299	4222	0.031
	PT8_WS	219774	3320	0.029
	PT8_ASS	142035	3094	0.046
Direção y	Edifício	$K_{0,i}$	$F_{y,i}$ [kN]	$d_{y,i}$ [M]
	PT4_BF	72413	3164	0.084
	PT4_FI	416382	3803	0.027
	PT4_WS	253647	3261	0.028
	PT4_ASS	261966	2767	0.030
	PT6_BF	57926	4324	0.116
	PT6_FI	334360	5006	0.051
	PT6_WS	313643	4764	0.046
	PT6_ASS	214381	4102	0.054
	PT8_BF	55719	5089	0.142
	PT8_FI	252375	6146	0.083
	PT8_WS	299264	6223	0.074
	PT8_ASS	203763	3570	0.056

Edifícios PTFI: (i) Os edifícios PT_{FI} são os que apresentam maiores valores de rigidez inicial. A exceção regista-se no edifício PT8_{WS}, na direção y, onde a curva de capacidade mostra-se superior à curva de capacidade do edifício PT_{FI}, este facto pode ser justificado pela não adequabilidade das análises *pushover* em edifícios com irregularidades em altura. Os edifícios PT_{BF} são os que apresentam menor rigidez inicial e maiores deslocamentos; (ii) Independentemente da altura do edifício em análise, verificou-se que nos edifícios PT_{FI} a rigidez inicial aumentou cerca de 10 a 11 vezes na direção x e entre 4 a 5 vezes na direção y. Consequentemente, verifica-se um decréscimo na ductilidade e o deslocamento de cedência diminui cerca de 90% na direção x e entre 40 a 70% na direção y; (iii) Aumento da força de corte basal máxima entre 40 a 50% na direção x e cerca de 20% na direção y.

Edifícios PTWS: (i) Verifica-se que à medida que a altura dos edifícios em análise vai aumentando, também aumenta o valor da rigidez inicial, sendo 3.3 vezes maior para PT4_{WS}, 4.6 para o PT6_{WS} e 6.5 para o PT8_{WS}; (ii) O valor de corte basal máximo não apresenta aumentos significativos na direção x, sendo cerca de 10 a 20% superior na direção y.

Edifícios PTASS: (i) A rigidez inicial é 33.8 a 4.4 vezes superior na direção x e 3.7 vezes superior na direção y; (ii) O deslocamento de cedência sofreu uma redução de 75% na direção x e de cerca 60% na direção y; (iii) O valor de corte basal sofreu um acréscimo de 10 a 20% na direção x e diminuiu 10 a 30% na direção y.

5.2. Exigências de deformação

Apresentam-se na Fig. 3 os perfis de deslocamentos resultantes da análise *pushover* e na Fig. 4 os perfis de *drift*. Todos os perfis de deslocamentos e de *drift* foram desenhados a partir das leituras de deslocamentos por piso (nos nós que pertencem ao alinhamento vertical assinalado nas figuras) para o ponto correspondente ao Estado Limite de Danos significativos.

Analisando os perfis de deslocamento e de *drift* verifica-se a ocorrência do mecanismo *soft-storey* ao nível do primeiro piso, em todos os edifícios de rés-de-chão vazado estudados. A exceção acontece na direção y nos modelos PT6_{WS} e PT8_{WS}.

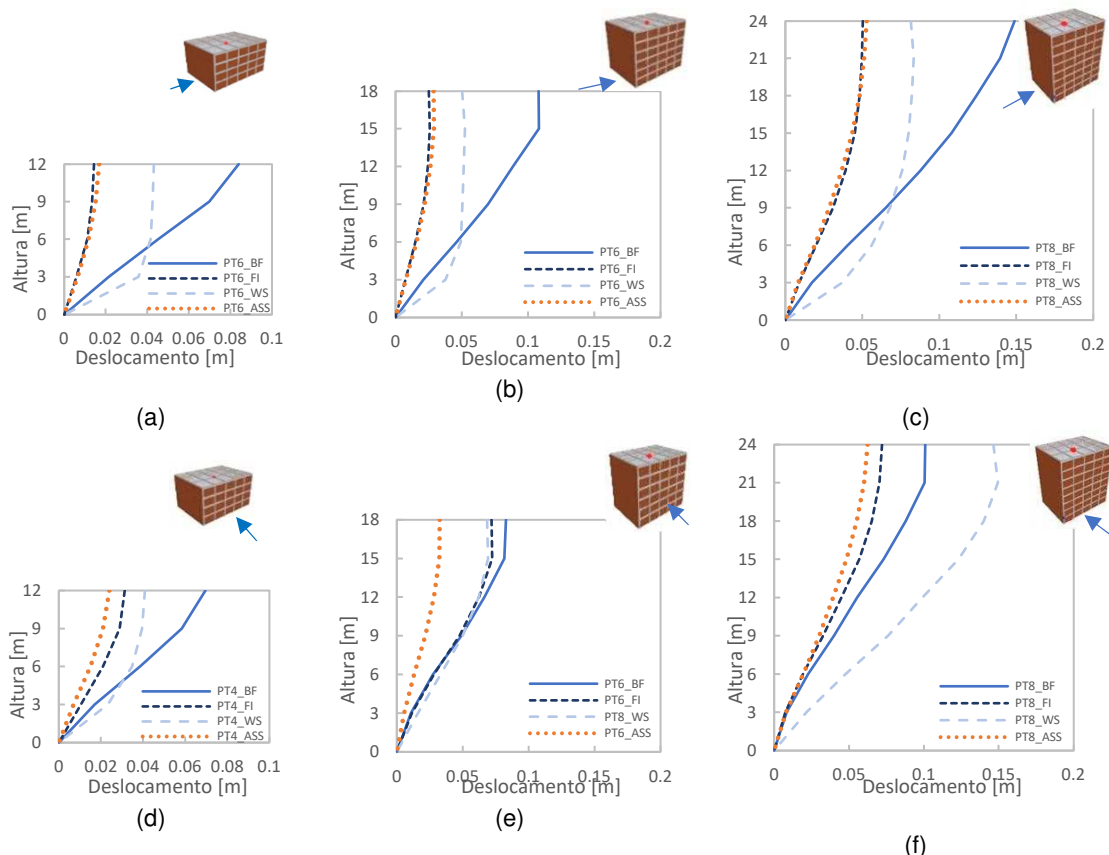


Fig. 3 – Perfis de deslocamento para os edifícios PT nas direções x e y - E.L.de Danos Significativos: (a) PT4_x; (b) PT6_x; (c) PT8_x; (d) PT4_y; (e) PT6_y; e (f) PT8_y

Nos modelos sem paredes de alvenaria, PT_{BF}, verifica-se que os deslocamentos em cada piso e os *drifts* correspondentes são distribuídos de forma uniforme em altura, não mostrando singularidades devido à mudança de secção dos pilares, que acontece de dois em dois pisos. A partir do 1º-2º piso, são os PT_{BF} que registam a maior envolvente de deslocamentos. A exceção regista-se, mais uma vez, no edifício PT8 na direção transversal (direção y), onde é o PT_{8WS} que regista a maior envolvente de deslocamentos.

Nos modelos com paredes de alvenaria em toda a altura do edifício, PT_{FI}, os deslocamentos medidos mostram-se mais conservativos, para o mesmo limite. Mas são os edifícios PT_{ASS} que exibem menores deslocamentos por piso nas três alturas analisadas, na direção y. Esta ocorrência deve-se ao facto do deslocamento-alvo relativamente ao E. L de Danos Significativos ocorrer mais cedo nos edifícios assimétricos, ver Fig.5, Fig.6 e Fig.7.

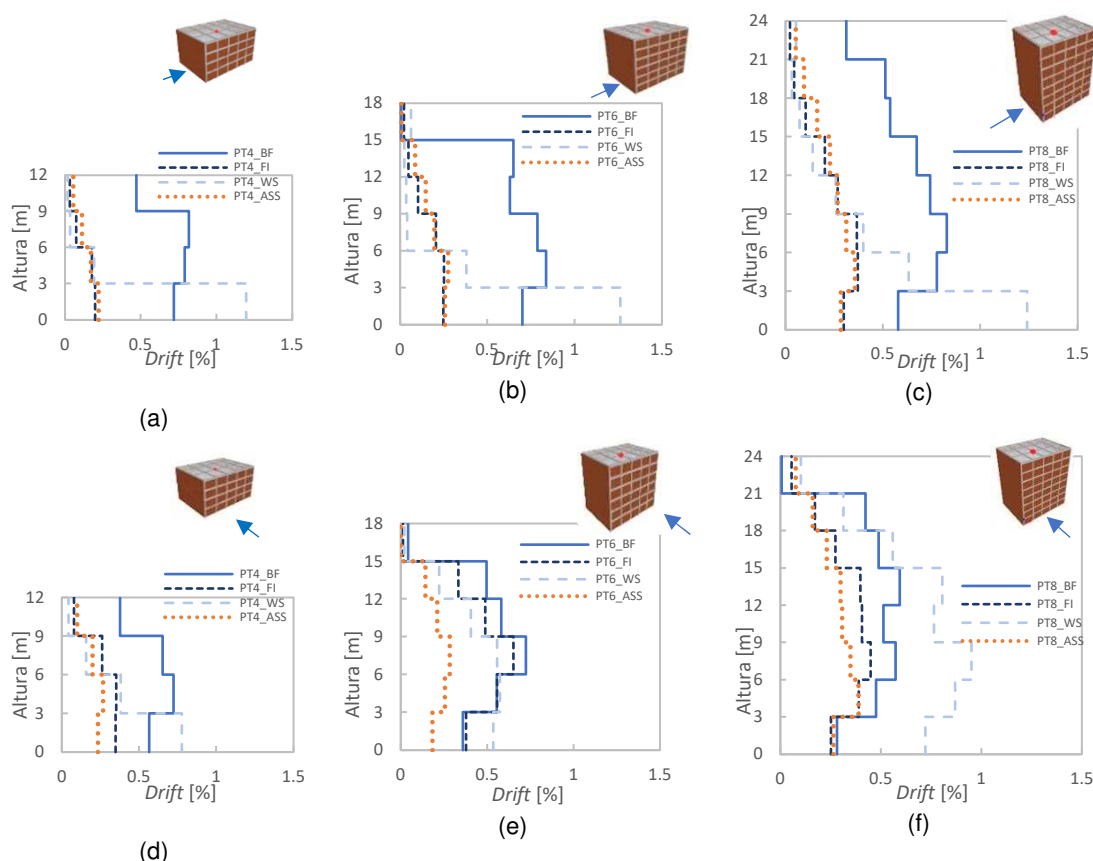


Fig. 4 – Perfis de *drift* para os edifícios PT nas direções x e y - E.L.de Danos Significativos: (a) PT4_x; (b) PT6_x; (c) PT8_x; (d) PT4_y; (e) PT6_y; e (f) PT8_y

5.3. Análise de desempenho dos edifícios

Foram desenhados sobre as curvas de capacidade definidas a partir da análise *pushover*, os pontos de desempenho correspondentes aos diferentes níveis de perigosidade sísmica, determinados de acordo com o método N2 (ver Fig.5, Fig.6 e Fig.7). Estes pontos permitem identificar o instante a que corresponde a solicitação imposta pela ação sísmica sob a forma de espectros de resposta elásticos caracterizados por três períodos de retorno específicos correspondentes aos três estados limites: Limitação de Dano (DL), Danos Severos (SD) e Colapso Iminente (NC). Segundo a metodologia de avaliação estrutural preconizada pelo EC8-3 [16], a verificação da segurança sísmica, realiza-se através da verificação da resistência ao corte e da rotação da corda última de todos os elementos estruturais. Isto é, a estrutura satisfaz os requisitos de segurança se, para os instantes definidos para os pontos de desempenho (DL, SD e NC), os efeitos das ações forem inferiores à resistência regulamentar em cada elemento estrutural. Para melhor observar a verificação da resistência dos elementos estruturais dos edifícios, foram assinalados nas curvas de capacidade os pontos correspondentes ao primeiro instante em que a solicitação de um determinado elemento supera a sua resistência relativamente ao corte (*Shear*), e à flexão, rotação máxima da corda (*Bending*). Foram também registados os pontos onde ocorre a cedência da corda (*Yield*).

Para o nível de perigosidade sísmica correspondente ao E. L. de Danos significativos, verifica-se que: (i) apenas o edifício PT4_{ASS} verifica a segurança ao corte; (ii) Comparando o dano nos edifícios PT_{FI} com o dano dos edifícios PT_{BF}, verifica-se que as paredes de enchimento dispostas em toda a altura do edifício, têm um efeito protetor da estrutura, já que o dano registado é francamente menor;

Para o nível de perigosidade sísmica mais baixo, E. L. de Danos significativos, verifica-se que todos os edifícios verificam a segurança à rotação da corda na cedência, uma vez que os pontos Yield, ocorreram na sua maioria após os pontos SD, correspondentes ao E. L. de Danos Significativos. A exceção verifica-se nos edifícios PT_{WS} em que a cedência de alguns elementos estruturais acontece antes do nível sísmico médio.

Relativamente à segurança ao mecanismo de flexão (*Bending*), verifica-se que todos os edifícios verificam a segurança, uma vez que os pontos correspondentes ao primeiro instante em que a solicitação supera a sua resistência, surge sempre após o ponto de desempenho NC, correspondente ao E. L. de Colapso iminente.

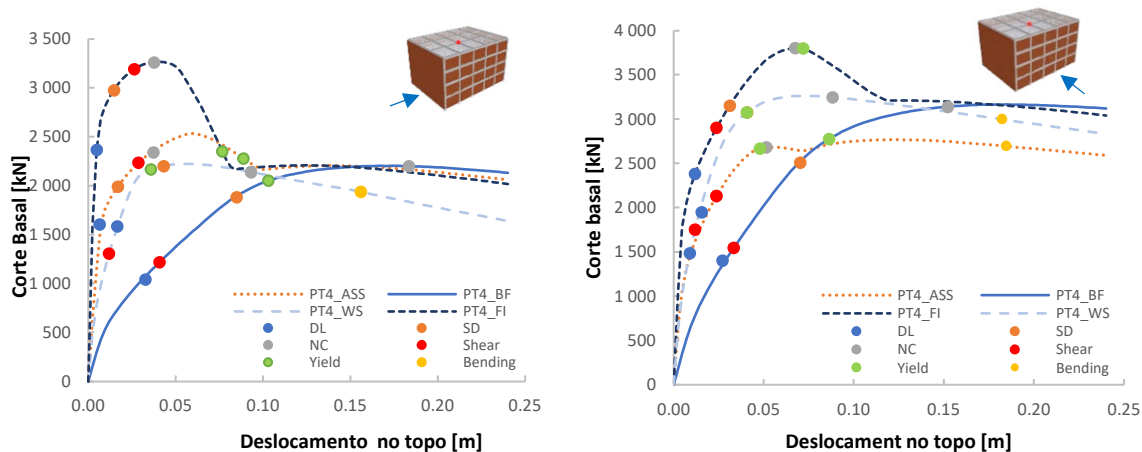


Fig.5 – Curvas *Pushover* dos edifícios PT4 e os respetivos pontos de análise

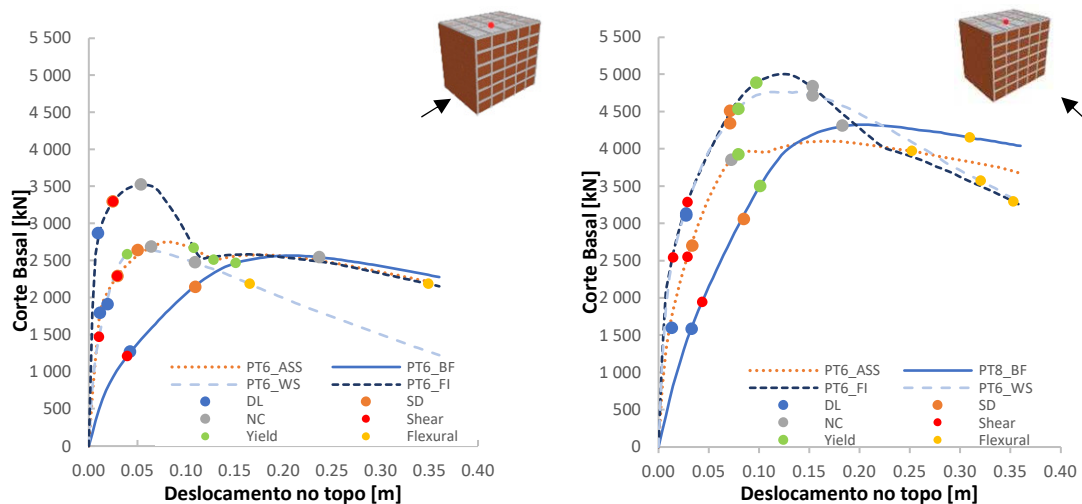


Fig.6 – Curvas *Pushover* dos edifícios PT6 e os respetivos pontos de análise

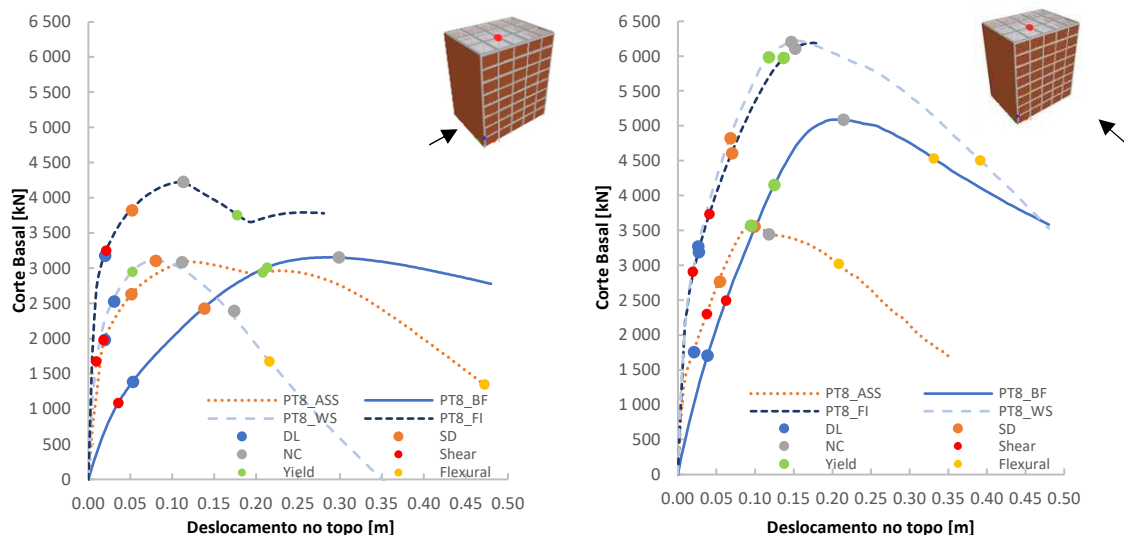


Fig.7 – Curvas *Pushover* dos edifícios PT8 e os respetivos pontos de análise

6. CONCLUSÕES

Do estudo paramétrico numérico, por análise estática não linear (*pushover*), destacam-se as seguintes conclusões:

- Verificou-se que a presença deste tipo de alvenarias de enchimento com características termoacústicas melhoradas pode alterar a configuração do primeiro modo de vibração dos edifícios, assim como a frequência fundamental desses edifícios;
- Dependendo da distribuição dos painéis de alvenaria, a presença destas alvenarias de enchimento confere uma maior rigidez inicial à estrutura e uma menor ductilidade. Relativamente ao corte basal máximo, este aumenta bastante para os edifícios com paredes em toda a altura, enquanto nos edifícios com rés-de-chão vazado e nos edifícios com distribuição assimétrica de paredes de fachada, esse aumento é menos acentuado;
- O estudo permitiu concluir que, na generalidade dos edifícios, se recomenda a consideração destas paredes de alvenaria de enchimento de fachada no dimensionamento das estruturas porticadas em betão armado à ação sísmica, exceto nos casos em que as mesmas preenchem a totalidade das fachadas, situação em que podem ter um papel protetor da estrutura.

7. REFERÊNCIAS

- [1] F. Pinho, “Paredes de alvenaria ordinária: estudo experimental com modelos simples e reforçados,” Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2007.
- [2] N. Tarque, C. Leandro, C. Guido, and S. Enrico, “Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling,” *Earthquakes Struct.*, vol. 8, no. 3, pp. 733–759, 2015.
- [3] A. Kappos and F. Ellul, “Seismic design and performance assessment of masonry infilled r/c frames,” *Proc. 12th World Conf. Earthq. Eng. Auckland, New Zeal.*, pp. 1–8, 2000.
- [4] H. Varum, H. F. P. Rodrigues, A. F. Furtado, and A. Arêde, “Desempenho sísmico de edifícios: Lições de sismos recentes,” in *Risco Sísmico. Aprender com o passado*, no. July, RISCOS, 2019, pp. 47–62.
- [5] A. Messaoudi, R. Chebili, H. Mohamed, and H. Rodrigues, “Influence of Masonry

- Infill Wall Position and Openings in the Seismic Response of Reinforced Concrete Frames,” *Appl. Sci.*, vol. 12, no. 19, 2022.
- [6] C. Z. Chrysostomou and P. G. Asteris, “On the in-plane properties and capacities of infilled frames,” *Eng. Struct.*, vol. 41, pp. 385–402, Aug. 2012.
- [7] F. J. Crisafulli and A. J. Carr, “Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures,” *Bull. New Zeal. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 40, no. 2, pp. 69–77, 2007.
- [8] A. Furtado, H. Rodrigues, A. Arêde, and H. Varum, “Simplified macro-model for infill masonry walls considering the out-of-plane behaviour,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 45, no. 4, pp. 507–524, Apr. 2016.
- [9] M. Agante, “Influência de novas soluções de alvenaria de enchimento no dimensionamento de edifícios porticados de betão armado,” Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2022.
- [10] “Decreto-Lei n.º 349-C/83 - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado,” *Porto Ed.*, 1983.
- [11] “Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes, Dec. Lei 211/86.” 1983.
- [12] E. Carvalho and E. Coelho, “Análise Sísmica de estruturas de edifícios segundo a nova regulamentação-Análise Estrutural de um conjunto de 22 edifícios vol. II,” Lisboa, 1984.
- [13] R. Ribeiro, R. Monteiro, and R. Delgado, “Comparação de Modelos com Não Linearidade Concentrada ou Distribuída na Análise ‘ Pushover ’ de Edifícios em Betão Armado,” in *BE2008 - Encontro Nacional Betão Estrutural 2008*, 2008, pp. 1–10.
- [14] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,” *J. Struct. Eng.*, vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, Sep. 1988.
- [15] M. Menegotto and P. E. Pinto, “Method of Analysis for Cyclically Loaded R. C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending,” *Proc. IABSE Symp. Resist. Ultim. Deform. Struct. Acted by Well Defin. Loads*, pp. 15–22, 1973.
- [16] IPQ, *Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Caparica, Portugal: Instituto Português da Qualidade, 2010b, 2010.