D 2022

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

INFLUÊNCIA DE NOVAS SOLUÇÕES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO NO DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIOS PORTICADOS DE BETÃO ARMADO

MARTA ALEXANDRA BAPTISTA AGANTE
TESE DE DOUTORAMENTO APRESENTADA
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ENGENHARIA CIVIL - ESTRUTURAS

U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

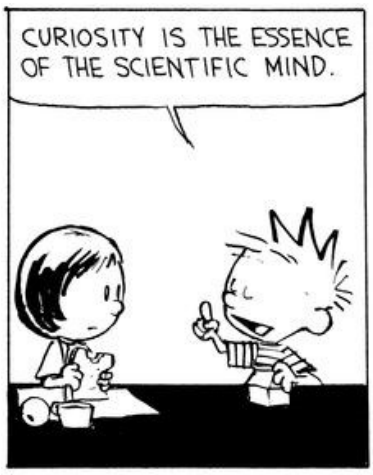
INFLUÊNCIA DE NOVAS SOLUÇÕES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO NO DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIOS PORTICADOS DE BETÃO ARMADO

MARTA ALEXANDRA BAPTISTA AGANTE

A presente tese foi submetida à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, sob a orientação científica do Doutor Humberto Salazar Amorim Varum, Professor Catedrático da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e coorientação do Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e do Doutor Paulo Alexandre Lopes Fernandes, Professor Coordenador do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Politécnico de Leiria.

Júri:

Presidente:	Rui Manuel Carvalho Marques de Faria Professor Catedrático da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Arguentes:	Doutora Graça de Fátima Moreira de Vasconcelos Professora Auxiliar da Escola de Engenharia da Universidade do Minho
	Doutor Eduardo Soares Ribeiro Gomes Cavaco Professor Auxiliar da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa
	Doutor André Filipe Castanheira Alves Furtado Investigador da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
	Doutor Hermano Tiago Teixeira Martins Professor Associado da Universidade Politécnica de Madrid
Orientador:	Doutor Humberto Salazar Amorim Varum, Professor Catedrático da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Coorientadores:	Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro
	Doutor Paulo Alexandre Lopes Fernandes Professor Coordenador do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Politécnico de Leiria



(Calvin & Hobbes)

AGRADECIMENTOS

A apresentação desta tese marca o fim de um longo percurso, que apesar de ter sido trabalhoso e desgastante, foi acima de tudo, muito desafiante e bastante enriquecedor, tanto a nível académico como a nível pessoal. Tenho a agradecer a todos aqueles que, de uma maneira ou de outra, me ajudaram na elaboração desta tese de investigação. A todos desejo expressar os meus sinceros agradecimentos.

Gostaria de agradecer especialmente ao Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum, por ter aceitado ser meu orientador e por me ter dado a oportunidade de fazer investigação numa área tão relevante. Quero agradecer-lhe toda a disponibilidade e apoio revelado ao longo deste trabalho de investigação.

Um agradecimento especial, ao Professor Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues, coorientador e luz orientadora deste trabalho de investigação. Fico-lhe eternamente grata pela pronta disponibilidade, acompanhamento e apoio constante nas tarefas necessárias à execução de todos os trabalhos desenvolvidos. Não tenho dúvidas que a sua boa disposição, simplicidade e envolvência contribuíram para a minha motivação nos momentos mais difíceis. Foram muitos os conhecimentos por ele transmitidos e completamente essenciais à realização desta tese.

Ao Professor Doutor Paulo Alexandre Lopes Fernandes, coorientador neste projeto, gostaria de agradecer todo o apoio que demonstrou em todas as fases deste trabalho de investigação. Foi com ele que tomei a decisão de fazer o doutoramento e foi a partir dos seus conhecimentos que conheci a pessoa certa para a sua concretização. Foi quem tornou possível a realização de todos os ensaios laboratoriais efetuados no Departamento de Engenharia Civil do Instituto Politécnico de Leiria, obrigada. Agradeço-lhe ainda o constante incentivo, os ensinamentos, a experiência transmitida e por toda a disponibilidade revelada no acompanhamento do trabalho.

Gostaria de agradecer ao professor Doutor António Arede e ao Doutor André Furtado, por me terem acolhido no seu projeto de investigação, permitindo realizar, em tempo útil, todos os ensaios necessários no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estruturas (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Queria agradecer aos técnicos do LESE, Sr. Guilherme Nogueira e Eng. Nuno Pinto, pelo apoio prestado na preparação e durante os ensaios experimentais realizados naquele laboratório. Agradeço ao Sr. Guilherme por ter proporcionado um ambiente de trabalho bastante acolhedor e agradável. O chá que nos fazia ao final do dia, vai deixar muitas saudades.

Aos Engenheiros João Batista, Nuno Almeida, Vânia Marques e Nádia Batalha, quero deixar um agradecimento especial pelo apoio prestado durante a realização dos ensaios laboratoriais que decorreram no Departamento de Engenharia Civil do Instituto Politécnico de Leiria.

Queria também agradecer ao Eng. Vítor Lopes, colega de gabinete e amigo, pela ajuda prestada e principalmente pelos momentos de descontração tão necessários nesta fase.

À Secil Argamassas e Artebel, agradeço o fornecimento dos materiais necessários à construção dos muretes e das paredes de alvenaria.

Agradeço, acima de tudo, à minha família que me apoiou de todas as formas e compreendeu a minha ausência do seu convívio. Agradeço em especial, ao José Nuno pelo seu apoio fundamental e incondicional durante todo este tempo. À minha filha Maria, peço-lhe desculpa por não ter estado sempre presente e quero agradecer-lhe a compreensão, apesar dos seus oito anos. Um agradecimento especial ao recente membro da família, o meu bebé Diogo, que me foi dando algum alento e paz nesta fase tão exigente. Aos meus pais agradeço-lhes tudo o que fizeram e continuam a fazer por mim. Por fim, e não menos importante, agradeço às minhas irmãs as conversas inspiradoras que animaram as minhas pausas.

RESUMO

Durante um evento sísmico, as paredes de enchimento, geralmente consideradas como elementos não estruturais, podem afetar significativamente a resposta estrutural das estruturas de betão armado (BA) em termos de capacidade resistente, rigidez e dissipação de energia. Investigadores têm procurado desenvolver modelos analíticos capazes de reproduzir o comportamento das paredes de enchimento nas estruturas de betão armado quando sujeitas a ações sísmicas, nomeadamente para as paredes de utilização mais generalizada em Portugal, como sejam, as paredes de alvenaria de tijolo com furação horizontal tradicional. O uso crescente, por força das exigências ao nível do desempenho energético dos edifícios, de novas soluções de alvenaria com tijolos e blocos de maiores dimensões e capacidade estrutural, justifica perceber a sua influência no desempenho estrutural.

O trabalho presente visa analisar a influência das paredes de alvenaria de blocos termoacústicos no comportamento sísmico de edifícios porticados de betão armado. Para tal foi realizado um estudo numérico, através de análises *pushover* e análises dinâmicas, para edifícios tipo com 4, 6 e 8 andares e diferentes condições de preenchimentos de alvenaria: sem paredes de alvenaria; com paredes de alvenaria em toda a altura do edifício; com apenas o rés-de-chão vazado; e com paredes em apenas duas fachadas ortogonais.

As paredes de alvenaria foram modeladas pelo modelo da biela diagonal equivalente, um modelo analítico simples e fiável, que se mostrou, após calibração com os resultados da campanha experimental, eficaz a reproduzir a resposta histérica das paredes.

A campanha experimental desenvolvida incluiu a caracterização mecânica da alvenaria e quatro ensaios cíclicos quase-estáticos à escala real, de um pórtico de betão armado preenchido com estas alvenarias, avaliando o comportamento no plano e para fora do plano.

Foi ainda realizada uma caracterização dinâmica através de ensaios de vibração ambiental, determinando as principais frequências e modos de vibração, em duas situações, no protótipo à escala real construído e ensaiado no laboratório e num edifício real usando para alvenaria de enchimento a solução de blocos termoacústicos estudados neste trabalho.

Os resultados do estudo paramétrico mostraram a influência destas paredes (fortes) de enchimento na resposta das edificações analisadas, exceto quando o primeiro nível não é preenchido.

Palavras-chave: Paredes fortes de alvenaria de enchimento, Caracterização experimental, Comportamento no plano, Comportamento para fora-do-plano, Estruturas de betão armado, Comportamento dinâmico, Modelação numérica, Vulnerabilidade sísmica

ABSTRACT

During a seismic event, the masonry infills, generally considered to be non-structural elements, can significantly affect the structural response of reinforced concrete (RC) structures in terms of stiffness, capacity, and ductility. Recent works have sought to develop analytical models capable of reproducing the behavior of the masonry infills in reinforced concrete structures when subjected to seismic actions. It is possible to find several studies for the most used masonry, like in Portugal, the traditional brick masonry. The increased use of new thermal masonry justifies new studies to understand their influence on the structural behavior of the reinforced concrete structures.

The present research aims to analyze the influence of the infills walls made with the new thermal brick masonry solutions on the seismic behavior of RC buildings. To do that a numerical study, through pushover and dynamic analyzes, was carried out for several RC buildings with different heights (4, 6, and 8 storeys) and masonry infills: a bare frame structure; all the structure filled with masonry walls; the first level unfilled and the others infilled; two perpendicular facades infilled.

The infill walls were modeled with the equivalent diagonal strut model, a simple and reliable analytical model, that showed to be effective to reproduce the hysteretic response of the walls, after calibration with the experimental campaign results.

The experimental campaign developed has included the mechanical characterization of the masonry and four full-scale tests (cyclic quasi-static) of an infilled RC frame, assessing both in-the-plane and out-of-plane behavior.

An NDT assessment was also performed with the dynamic characterization of these infill walls, allowing to obtain the frequencies and modes of vibration in two different conditions, on the full-scale prototype build and tested at the lab and in full-scale walls in real buildings.

The results of the parametric study showed the influence of these (strong) infills in the response of the used buildings, except when the first level is unfilled.

Keywords: Strong infill masonry walls, In-plane behaviour, Out-of-plane behaviour, RC frames, Dynamic behaviour, Numerical modelling, Seismic vulnerability

ÍNDICE GERAL

Índice de figuras xi
Índice de tabelas xxv
1 Introdução 1
1.1 Enquadramento 1
1.2 Objetivos e metodologia 3
1.3 Resumo dos capítulos 5
2 Considerações Gerais Sobre Alvenaria de Enchimento 9
2.1 Evolução histórica das paredes de alvenaria de fachadas 10
2.2 Influência das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento sísmico de edifícios de betão armado 13
2.2.1 Efeito das paredes de enchimento no comportamento global do edifício 14
2.2.2 Comportamento mecânico de paredes de enchimento sujeitas à ação sísmica 17
2.2.2.1 Comportamento no plano 17
2.2.2.2 Comportamento para fora-do-plano 20
2.3 Requisitos de desempenho das paredes de enchimento 22
2.3.1 Eurocódigo 8 23
2.3.2 Eurocódigo 6 24
2.3.3 Códigos sísmicos Norte-Americanos 25
2.4 Modelação do comportamento de painéis de alvenaria de enchimento 26
2.4.1 Escora diagonal simples 28
2.4.2 Biela diagonal modificada 32
2.4.3 Comportamento histerético da escora diagonal 34
3 Caracterização mecânica da alvenaria 37
3.1 Introdução 38
3.2 Resistência à compressão da argamassa de assentamento 39
3.2.1 Provetes e amostragem 39
3.2.2 Métodos e ensaio 40
3.2.3 Resultados 40
3.3 Caracterização mecânica das unidades de alvenaria 41
3.3.1 Forma e geometria dos provetes 41
3.3.2 Esquema de ensaio e instrumentação 42
3.3.3 Processamento e Análise de Resultados 44

3.3.4 Evolução do Dano 46
3.4 Processo Construtivo dos Muretes de Alvenaria 47
3.5 Caracterização da resistência da alvenaria à compressão 50
3.5.1 Resistência à compressão simples na direção perpendicular às juntas de assentamento 50
3.5.1.1 Forma e geometria dos provetes 50
3.5.1.2 Esquema de ensaio e instrumentação 51
3.5.1.4 Processamento e análise dos resultados 54
3.5.1.5 Evolução do dano 60
3.5.2 Resistência à compressão simples na direção paralela às juntas de assentamento 61
3.5.2.1 Forma e geometria dos provetes 62
3.5.2.2 Procedimentos do ensaio e instrumentação 62
3.5.2.3 Processamento e análise dos resultados 63
3.5.2.5 Evolução do dano 67
3.6 Caracterização da resistência da alvenaria à Compressão Diagonal 69
3.6.1 Provetes 69
3.6.2 Esquema de ensaio e instrumentação 69
3.6.3 Análise e processamento dos resultados 72
3.6.4 Evolução do dano 76
3.7 Resistência à flexão segundo um plano perpendicular às juntas horizontais 77
3.7.1 Provetes 77
3.7.2 Esquema de ensaio e instrumentação 78
3.7.3 Processamento e análise dos resultados 81
3.7.4 Evolução do dano 84
3.8 Resistência à Flexão segundo um plano paralelo às juntas horizontais 85
3.8.1 Esquema de ensaio e instrumentação 87
3.8.2 Resultados e discussão 88
3.8.3 Evolução do dano 89
3.9 Comentários Finais 91
4 Caracterização experimental do comportamento de painéis de alvenaria a ações para fora do plano 95
4.1 Introdução 96
4.2 Descrição do pórtico de betão armado 98
4.3 Descrição dos materiais utilizados 100
4.3.1 Betão e aço do pórtico 100
4.3.2 Blocos de betão leve 101

4.3.3 Argamassa 101
4.3.4 Malha de reforço da alvenaria 102
4.4 Processo construtivo dos painéis de alvenaria 102
4.5 Caracterização do comportamento no plano (IP) 106
4.5.1 Introdução 106
4.5.2 Esquema de ensaio 106
4.5.3 Instrumentação 108
4.5.4 Lei de carga 109
4.5.5 Resultados e discussão 110
4.5.5.1 Relação força-deslocamento 110
4.5.5.2 Análise de dano 111
4.5.5.3 Dissipação de energia 113
4.5.5.4 Degradação da rigidez 114
4.6 Caracterização do comportamento para fora-do-plano (OOP) 115
4.6.1 Introdução 115
4.6.2 Esquema de ensaio 116
4.6.3 Instrumentação 118
4.6.4 Lei de carga 120
4.6.5 Resultados e discussão 121
4.6.5.1 Relação força-deslocamento 121
4.6.5.2 Análise de dano 127
4.6.5.3 Perfis de deslocamento 133
4.6.5.4 Dissipação de energia e amortecimento histerético equivalente 141
4.6.5.5 Degradação da rigidez 145
4.6.5.6 Análise de resultados 148
4.7 Análise crítica da importância das unidades de alvenaria na resposta global dos painéis de alvenaria de enchimento 155
4.7.1 Gráficos de resposta força-deslocamento 155
4.7.2 Coeficiente sísmico 160
4.8 Observações Finais 161
5 Caracterização dinâmica de paredes de alvenaria em estruturas de betão armado 163
5.1 Introdução 164
5.1.1 Frequência da amostragem e aquisição de dados 165
5.1.2 Erros 165
5.1.3 Processamento de dados 166
5.1.4 Identificação modal estocástica 167

5.1.5 Resultados da identificação dinâmica ... 169
5.2 Equipamento e métodos ... 169
5.3 Tratamento de resultados ... 170
5.4 Identificação modal de paredes em laboratório ... 172
5.5 Identificação modal de paredes de alvenaria *in situ* ... 173
5.6 Considerações finais ... 177
6 Estudo paramétrico - pressupostos da modelação numérica ... 179
6.1 Introdução ... 180
6.2 Descrição estrutural dos edifícios-tipo ... 180
6.3 Quantificação das ações gravíticas ... 182
6.4 Ferramenta de cálculo ... 182
6.5 Modelação numérica ... 183
6.5.1 Modelação dos elementos de betão armado ... 183
6.5.1.1 Modelo de comportamento para o betão ... 183
6.5.1.2 Modelo de comportamento para o aço ... 184
6.5.2 Modelação das paredes de enchimento ... 185
6.5.2.1 Parâmetros mecânicos ... 186
6.5.2.2 Parâmetros geométricos ... 186
6.5.2.3 Parâmetros empíricos ... 186
6.6 Calibração dos edifícios PT ... 189
6.7 Calibração dos parâmetros na modelação das paredes de alvenaria ... 189
6.7.1 Calibração do modelo numérico ... 190
6.7.2 Comparação dos resultados numéricos com os resultados experimentais ... 191
6.8 Metodologias de análise ... 192
6.8.1 Análise não linear – *pushover* ... 193
6.8.2 Análise dinâmica não linear ... 195
7 Estudo paramétrico - análise de resultados ... 199
7.1 Parâmetros avaliados ... 200
7.2 Métodos de análise do comportamento sísmico ... 201
7.3 Objetivos de desempenho ... 203
7.4 Cálculo da resposta do edifício – *Análise Pushover* ... 204
7.5 Avaliação da segurança sísmica ... 207
7.6 Análise modal ... 209
7.7 Análise estática não-linear: *pushover* adaptativo ... 212
7.7.1 Curvas de capacidade ... 212
7.7.2 Exigências de deformação ... 214

7.7.3 Análise de desempenho dos edifícios....216
7.8 Avaliação do comportamento não linear dinâmico....223
7.8.1 Perfis de *drift*....224
7.8.2 Análise de desempenho dos edifícios....227
7.8.3 Evolução do dano....237
7.9 Conclusões....240
8 Conclusões e desenvolvimentos futuros....247
8.1 Conclusões....248
8.2 Proposta de desenvolvimentos futuros....251
Anexo A1....261
Anexo A2....265
Anexo A3....273
Anexo A4....279
Anexo A5....283

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Organograma do plano de trabalhos: tarefas e respetivas interligações 4

Figura 2 - Evolução das paredes de alvenaria exteriores em Portugal (adaptado de Pereira, 2010) 10

Figura 3 - Evolução das unidades de alvenaria em Portugal 11

Figura 4 – Outras soluções de alvenaria: (a) desenho esquemático de paredes-cortina com o pano exterior em tijolo maciço (adaptado de Resende, (2017)) (b) Representação esquemática de um sistema ETICS (adaptado de WHITEPOR® ETICS); e (c) Representação esquemática de uma fachada ventilada (adaptado de AmorimCorkInsulation) 12

Figura 5 – Pormenor do sistema construtivo preconizado pelo fabricante dos blocos de betão leve térmico-acústicos (ARTEBEL) 13

Figura 6 - Resposta de uma estrutura porticada solicitada horizontalmente. (a) sem paredes de enchimento e (b) com paredes de enchimento (Nicola *et al.*, 2015) 14

Figura 7 - Fenómeno *Soft Storey* – configuração da deformada (Estêvão, 2012) 16

Figura 8 - Colapsos de edifícios vizinhos com pisos térreos vazados (Estêvão, 2012) 16

Figura 9 - Rotura por corte de um pilar junto a uma abertura: (a) (R. Vicente *et al.*, 2010) e (b) (Milheiro, Rodrigues and Arêde, 2016) 16

Figura 10 - Comportamentos dos pilares sob efeito de uma carga horizontal (Mota, 2016). (a) Ausência total de alvenaria no pórtico e (b) Preenchimento parcial de alvenaria no pórtico 17

Figura 11 - Interação entre um pórtico e um painel de alvenaria sob ações horizontais. (a) Comportamento monolítico do conjunto e (b) Separação entre pórtico e o painel de alvenaria (Rodrigues, 2005) 18

Figura 12 - Mecanismos de rotura típicos no plano (A E) em paredes da alvenaria de enchimento (*Shing and Mehrabi, 2002*) adaptado por (Estêvão, 2012) 19

Figura 13 - Colapso de paredes de enchimento quando sujeitas a solicitações para fora do seu plano: (a) e (b) Sismo L´Aquila em Itália e (c) Sismo de Ghorka no Nepal (Rodrigues, Furtado, Arêde, *et al.*, 2016) 20

Figura 14 – (a) Colapso do pano exterior da parede dupla; (b) Colapso da parede não confinada; (c) Colapso da parede de alvenaria não confinada, por falta de pilaretes em zonas de mudança de direção (R. Vicente *et al.*, 2010) 21

Figura 15 - Deformação e fendilhação típica de uma parede de enchimento sujeita a forças para fora do seu plano (Angel, 1994) 22

Figura 16 - Padrões de fissuração para várias condições de apoio entre a parede de enchimento e o pórtico de betão: (a) parede ligada na base e no topo, (b) parede ligada na base, nos bordos laterais e o topo preenchido com argamassa, (c) Ligada na base e lateralmente e (d) ligada nos quatro bordos (Pasca, Liberatore and Masiani, 2017) 22

Figura 17 - Soluções para controlo de danos em paredes de enchimento sem aberturas: (a) alvenaria com armadura de junta e ligadores; (b) rede metálica ancorada à parede (Lourenço *et al.*, 2011) ... 24

Figura 18 - Recobrimento mínimo das armaduras de junta (Sousa *et al.*, 2016) 25

Figura 19 - Exemplos de ligadores para paredes de alvenaria com dois panos (Romeu Vicente *et al.*, 2010) 25

Figura 20 - Biela diagonal equivalente (Asteris *et al.*, 2011) 29

Figura 21 – Modelo desenvolvido por Kadysiewski and Mosalam, (2009) para modelar paredes de enchimento. Figura adotada de Nicola *et al.*, (2015) 30

Figura 22 – Modelos multi-escoras para painéis de enchimento (adotado de Nicola *et al.*, (2015)): (a) Thiruvengadam, (1985); (b) Chrysostomou, Gergely and Abel, (2002); (c) El-Dakhakhni, Elgaaly and Hamid, (2003) e (d) (Crisafulli and Carr, 2007) 33

Figura 23 - Macro-modelo proposto para alvenaria (Rodrigues, Varum and Costa, 2010) 34

Figura 24 - Comportamento histerético do modelo de escora equivalente proposto por: Klingner and Bertero, (1978) 35

Figura 25 - Comportamento histerético do modelo de escora equivalente proposto por Crisafulli and Carr, (2007): a) compressão/tração e b) resposta cíclica ao corte (adaptado de Hemchandra, (2017)) 35

Figura 26 - Regras de histerese do modelo implementado por Rodrigues, (2005) 36

Figura 27 – Provete pronto a ser ensaiado à compressão 39

Figura 28 - Produção dos provetes de argamassa a ensaiar 39

Figura 29 – Provetes de argamassa ensaiados à compressão 40

Figura 30 - Bloco de betão leve: (a) foto em perspetiva, (b) vista em planta e (c) dimensões do bloco em mm 41

Figura 31 - Etapas de regularização da superfície dos blocos de betão: (a) desenho na película de acetato, das zonas a colocar a argamassa; (b) argamassa de regularização; (c) bloco sobre argamassa de regularização e (d) bloco com as duas faces regularizadas 42

Figura 32 - Foto do esquema de ensaio de caracterização mecânica à compressão simples de unidades de alvenaria 43

Figura 33 - Área do provete sujeita à carga, Ai 44

Figura 34 – Diagramas dos Blocos de betão ensaiados à compressão: (a) força-deslocamento e (b) tensão-extensão 45

Figura 35 - Determinação do módulo de elasticidade dos blocos por regressão linear da curva do gráfico de tensão-extensão, definida entre 110 e 13 do valor da tensão máxima de rotura e as respetivas extensões 46

Figura 36 - Dano observado no Bloco 5 após ensaio à compressão: (a) vista frontal e (b) vista posterior 47

Figura 37 - Dano observado no Bloco 4 após ensaio à compressão. Esmagamento dos septos que estão no alinhamento vertical da camada de regularização de argamassa. 47

Figura 38 - Esquema de aplicação de argamassa apresentado pela empresa Artebel 48

Figura 39 – (a) meios blocos para a construção dos muretes, (b) uso de nível e martelo para alinhar as camadas dos muretes e (c) preenchimento de juntas verticais 49

Figura 40 – Aplicação de juntas de assentamento descontínuas, com recurso a uma "caixa de argamassar" fornecida pela Artebel: (a) vista frontal, (b) vista lateral e (c) aspeto final das juntas de assentamento 49

Figura 41 - Muretes de alvenaria: (a) muretes para ensaio à compressão simples e (b) perspetiva de todos os muretes construídos 50

Figura 42 – (a) Dimensões nominais dos blocos e (b) dimensões nominais dos muretes para determinação da resistência à compressão 51

Figura 43 – Configuração do ensaio laboratorial de caracterização mecânica do murete à compressão simples: (a) simulação computacional e (b) condição de ensaio real 51

Figura 44 – (a) Ligação fixa entre a célula de carga do atuador e o perfil UPN 300 utilizado para a distribuição uniforme da carga sobre o murete, (b) Ligação rotulada entre a célula de carga do atuador

e o perfil metálico UPN 300 e (c) pormenor da folha de neoprene colocado entre a face superior do murete e o perfil de distribuição de carga 52

Figura 45 – (a) LVDT da marca GEFRAN utilizado no ensaio de compressão, (b) condicionador de sinal da marca GEFRAN e (c) ligações dos LVDT´s ao *data logger* 53

Figura 46 – Localização dos sensores de movimento, de acordo com a norma EN 1052-1, (1998) 53

Figura 47 – Posicionamento dos LVDT´s nos muretes a ensaiar à compressão: (a) vista posterior do murete e (b) vista lateral do murete 53

Figura 48 – Esquema da localização dos LVDT´s e distâncias entres os dois pontos de fixação do mesmo transdutor: a) face anterior do murete e b) face posterior do murete.....55

Figura 49 – Diagrama dos muretes ensaiados à compressão: (a) força – deformação vertical e (b) tensão – extensão 57

Figura 50 - Determinação do módulo de elasticidade por regressão linear da curva do gráfico de tensão-extensão, definida entre 110 e 13 do valor da tensão máxima de rotura e as respetivas extensões 59

Figura 51 – Registo de dano final nos muretes sujeitos ao ensaio de compressão na direção perpendicular às juntas de assentamento: (a) murete PC1; (b) murete PC2; (c) murete PC3 e (d) murete PC4.....60

Figura 52 – Registo de dano final na face lateral direita dos muretes sujeitos ao ensaio de compressão na direção perpendicular às juntas de assentamento: (a) PC1; (b) PC2; (c) PC3; e (d) PC4 61

Figura 53 – (a) Pormenorização da regularização dos topos do murete e (b) dimensões nominais dos muretes para determinação da resistência à compressão na direção paralela às juntas de assentamento 62

Figura 54 – Configuração do ensaio laboratorial de caracterização mecânica do murete à compressão na direção das juntas de assentamento.....62

Figura 55 – Diagrama dos muretes ensaiados à compressão: (a) força – deformação vertical e (b) tensão – extensão 64

Figura 56 - Determinação do módulo de elasticidade por regressão linear da curva do gráfico de tensão-extensão, definida entre 110 e 13 do valor da tensão máxima de rotura e as respetivas extensões 67

Figura 57 – Registo de dano final nos muretes sujeitos ao ensaio de compressão na direção paralela às juntas de assentamento: (a) murete PC1; (b) murete PC2; (c) murete PC3 e (d) murete PC4 68

Figura 58 – Registo final do dano do alçado lateral esquerdo do murete: (a) PC//J1; (b) PC//J2; (c) PC//J3; (d) PC//J4; (e) PC//J5; e (f) PC//J6 68

Figura 59 – Dimensões nominais dos muretes para ensaio de resistência à tração por compressão diagonal 69

Figura 60 – Configuração do ensaio laboratorial de caracterização da resistência à tração por compressão diagonal dos muretes: (a) simulação computacional e (b) condição de ensaio real..... 70

Figura 61 – (a), (b) e (c) Regularização dos cantos dos muretes; (d) sistema rotulado sob a célula de carga..... 70

Figura 62 – Esquema da localização dos LVDT´s, distâncias entres os dois pontos de fixação do mesmo transdutor, ΔLi: a) face anterior do murete e b) face posterior do murete 71

Figura 63 – Posicionamento dos muretes: (a) ausência do sistema de segurança e (b) sistema de segurança composto por duas tábuas de madeira colocadas lateralmente ao murete 71

Figura 64 – Resistência ao corte em função da distorção dos muretes..... 74

Figura 65 – Resistência ao corte em função da distorção vertical e horizontal dos muretes..... 74

Figura 66 – Resistência ao corte em função da distorção, para um intervalo definido entre 110 e 13 do valor da tensão máxima de rotura e respetivas regressões lineares dos muretes 76

Figura 67 – Dano final nos muretes ensaiados à tração por compressão diagonal: (a) MT1; (b) MT2; (c) MT3; (b) MT4; e (c) MT5..... 77

Figura 68 – Dimensões dos muretes de acordo com a norma NP EN1052-2 (2002): (a) dimensões nominais e (b) desenho com a localização das zonas de carga..... 78

Figura 69 – Configuração do ensaio laboratorial de caracterização mecânica do murete à compressão simples: (a) simulação computacional e (b) condição de ensaio real 79

Figura 70 – a) Sistema rotulado de aplicação de carga acoplado ao atuador, (b) pormenor da tira de neoprene entre o apoio e o murete e c) sistema de reação composto por vários perfis metálicos aparafusados entre si e acoplado à parede de reação 80

Figura 71 – Pormenor do apoio do murete 81

Figura 72 - Localização dos LVDT´s na direção perpendicular ao plano do murete 81

Figura 73 – Diagrama força – deslocamento do murete MFP1 ensaiado à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento..... 83

Figura 74 – Dano final nos muretes ensaiados à flexão segundo um plano perpendicular às juntas de assentamento: (a) MFP1; (b) MFP2; (c) MFP3; (d) MFP4; (e) MFP5; e (f) MFP6 84

Figura 75 – Registo final de dano nos muretes ensaiados à flexão segundo um plano perpendicular às juntas de assentamento – vista lateral: (a) MFP1; (b) MFP2; (c) MFP3; (d) MFP4; (e) MFP5; e (f) MFP6 85

Figura 76 – Exemplos típicos de muretes de alvenaria cumprindo os requisitos da Tabela 23, (NP EN1052-2 (2002)).....86

Figura 77 – Dimensões dos muretes de acordo com a norma NP EN1052-2 (2002): (a) dimensões nominais e (b) desenho com a localização das zonas de carga 86

Figura 78 – Configuração do ensaio laboratorial de caracterização mecânica do murete à flexão segundo um plano paralelo às juntas horizontais: (a) simulação computorizada e (b) condição de ensaio real 87

Figura 79 – a) Sistema de aplicação de carga e reação composto por vários perfis metálicos aparafusados entre si e acoplado à parede de reação, (b) Setup ensaio de flexão segundo o plano perpendicular às juntas de assentamento e c) Setup ensaio de flexão segundo o plano paralelo às juntas de assentamento.....88

Figura 80 - Localização dos LVDT´s na direção perpendicular ao plano do murete 88

Figura 81 – Dano final nos muretes ensaiados à flexão segundo um plano paralelo às juntas de assentamento: (a) MFPa1; (b) MFPa2; (c) MFPa3; (d) MFPa4; (e) MFPa5; e (f) MFPa6.....90

Figura 82 – Registo final de dano nos muretes ensaiados à flexão segundo um plano paralelo às juntas de assentamento – vista lateral: (a) MFPa1; (b) MFPa2; (c) MFPa3; (d) MFPa4; (e) MFPa5; e (f) MFPa6.....91

Figura 83 - Dimensões do pórtico de BA e pormenorização das armaduras 99

Figura 84 - Dimensões e pormenorização de armaduras: (a) dos pilares e (b) da viga na zona dos apoios 100

Figura 85 – (a) Pórtico de BA utilizado na construção da 1ª e 2ª parede e (b) pórtico de BA utilizado na construção da 3ª parede.....103

Figura 86 – (a) Caixa de argamassar da Artebel, (b) pormenor das juntas descontínuas, (c) face posterior do painel de alvenaria em construção, (d) evolução da construção do painel, (e) imagem antes do fecho do painel de alvenaria e (f) imagem após o fecho do painel de alvenaria.....104

Figura 87 – Esquema de reforço com a malha de fibra de vidro 105

Figura 88 – (a) Malha de reforço cravada no painel com conectores, (b) pormenor da dobragem da malha junto ao pórtico de BA e pormenor das calhas metálicas aparafusadas no pórtico de BA e (c) pormenor do aspeto final do painel de alvenaria reforçado 105

Figura 89 – Evolução da aplicação da malha de reforço no painel de alvenaria 106

Figura 90 – Esquema do ensaio cíclico quase-estático no plano: (a) vista frontal e (b) alçado 107

Figura 91 – Pormenores do sistema de ensaio no plano: (a) ligação do atuador hidráulico à estrutura metálica de reação e sistema de aplicação do ciclo inverso de carga composto por duas placas metálicas ligadas por quarto varões *Dywidag*, (b) pormenor do lado esquerdo da placa metálica e dos varões *Dywidag* e (c) vigas metálicas treliçadas de ligação entre o pórtico de BA e a estrutura metálica de reação 107

Figura 92 – Pormenor de fixação entre o pórtico de BA, perfil metálico e laje do LESE: (a) lado esquerdo do apoio e (b) lado direito do apoio 108

Figura 93 – Localização e identificação dos transdutores de deslocamentos instalados no pórtico de BA 108

Figura 94 – Localização dos LVDTs no pórtico de BA: (a) DWT no alinhamento do atuador e um nível abaixo, (b) pormenorização dos DWTs na parte inferior esquerda do pórtico, (c) DWTs no lado esquerdo do pórtico, (d) LVDTs no lado direito do pórtico, (e) clinómetro no canto superior esquerdo da viga e (f) pormenorização dos LVDTs localizados na parte superior direita do pórtico 109

Figura 95 – Lei de carga do ensaio cíclico no plano do painel LWC3 110

Figura 96 – Relação entre força no plano e os deslocamentos/*drift* no painel LWC_IPOOP 111

Figura 97 – Envolvente da relação entre força no plano e os deslocamentos/*drift* no painel LWC_IPOOP 111

Figura 98 – Evolução do dano observado durante o ensaio no plano do painel LWC_IPOOP: (a) dano existente no pórtico de BA antes da realização do ensaio, (b) dano para 0.1% *drift,* (c) dano para 0.2% *drift* e (d) dano para 0.3% *drift* 112

Figura 99 – Pormenores de dano observado durante o ensaio no plano do painel LWC_IPOOP: (a) destacamento do reboco no remate da parede com o pórtico, (b) fissuras diagonais nas juntas de assentamento dos blocos e (c) fissuração no nó superior direito do pórtico de BA (vista posterior) 113

Figura 100 – Energia dissipada pelo painel LWC_IPOOP e energia dissipada acumulada ao longo do ensaio no plano 114

Figura 101 – Degradação da rigidez ao longo do ensaio no plano – Painel LWC_IPOOP 115

Figura 102 – Sistema de aplicação e carga uniformemente distribuída no painel de alvenaria: (a) imagem computorizada adotado de (Arêde *et al.*, 2017) e (b) foto do sistema de aplicação da carga 116

Figura 103 - Estrutura metálica de reação com os atuadores pneumáticos: (a) imagem da traseira do sistema e (b) imagem computorizada adotada de (Arêde *et al.*, 2017) 117

Figura 104 – Fixação do pórtico de BA à estrutura de reação: (a) localização das doze células de carga, (b) pormenor da fixação dos varões roscados à estrutura de reação e (c) pormenor da fixação da célula de carga no pilar do pórtico de BA 117

Figura 105 – Localização e identificação das células de carga no pórtico de BA 118

Figura 106 – Localização dos LVDTs: (a) nos cantos do painel da alvenaria de enchimento e no pórtico de BA a meia altura dos pilares e (b) na zona periférica do painel junto ao pilar de BA ...119

Figura 107 – Localização e identificação dos transdutores de deslocamentos instalados no pórtico de BA e no painel de alvenaria de enchimento 119

Figura 108 – Lei de carga do ensaio cíclico do painel LWC_Ref 120

Figura 109 – Lei de carga do ensaio cíclico do painel LWC_IPOOP 121

Figura 110 – Lei de carga do ensaio cíclico do painel LWC_S 121

Figura 111 – Relação entre força/pressão e os deslocamento/*drift* no painel LWC_Ref 123

Figura 112 – Envolvente da relação entre a força/pressão e o deslocamento/*drift* no painel LWC_Ref 123

Figura 113 – Relação entre força/pressão e o deslocamento/*drift* no painel LWC_IPOOP 124

Figura 114 – Envolvente da relação entre a força/pressão e o deslocamento/*drift* no painel LWC_IPOOP 125

Figura 115 – Relação entre força/pressão e os deslocamento/*drift* no painel LWC_S 126

Figura 116 – Envolvente da relação entre a força/pressão e o deslocamento/*drift* no painel LWC_S 126

Figura 117 - Padrões de fissuração para várias condições de apoio entre a parede de enchimento e o pórtico de betão: (a) parede ligada na base. nos bordos laterais e o topo preenchido com argamassa e (b) Ligada na base e lateralmente (Pasca. Liberatore and Masiani. 2017).....127

Figura 118 – Evolução do dano observado durante o ensaio para fora-do-plano (OOP) do painel LWC_Ref 128

Figura 119 – Registo final do dano LWC_Ref: (a) vista lateral esquerda e (b) vista frontal 129

Figura 120 – Evolução do dano observado durante o ensaio para fora-do-plano (OOP) do painel LWC_IPOOP 130

Figura 121 – Registo final do dano LWC_IPOOP: (a) vista lateral esquerda, (b) vista frontal e (c) pormenor da rotura 131

Figura 122 – Evolução do dano observado durante o ensaio para fora-do-plano (OOP) do painel LWC_S 132

Figura 123 – Registo final do dano: (a) vista posterior, (b) vista frontal e (c) pormenor da deformação para fora-do-plano e escorregamento das fibras na extremidade superior do painel 133

Figura 124 – Localização dos alinhamentos verticais e horizontais nos painéis 134

Figura 125 – Perfis verticais de deslocamentos – Painel LWC_Ref 135

Figura 126 – Perfis horizontais de deslocamentos – Painel LWC_Ref 136

Figura 127 – Perfis verticais de deslocamentos – Painel LWC_IPOOP 137

Figura 128 – Perfis horizontais de deslocamentos – Painel LWC_IPOOP 138

Figura 129 – Perfis verticais de deslocamentos – Painel LWC_S 139

Figura 130 – Perfis horizontais de deslocamentos – Painel LWC_S 140

Figura 131 – Energia dissipada pelo painel LWC_Ref por ciclo e energia dissipada acumulada ao longo do ensaio 142

Figura 132 – Amortecimento histerético equivalente – Painel LWC_Ref 142

Figura 133 – Energia dissipada pelo painel LWC_IPOOP por ciclo e energia dissipada acumulada 143

Figura 134 – Amortecimento histerético equivalente – Painel LWC_IPOOP 143

Figura 135 – Energia dissipada pelo painel LWC_S por ciclo e energia dissipada acumulada ao longo do ensaio 144

Figura 136 – Amortecimento histerético equivalente – Painel LWC_S 144

Figura 137 – Retas secantes dos ciclos principais – Painel LWC_Ref 146

Figura 138 – Degradação da rigidez ao longo do ensaio - Painel LWC_Ref 146

Figura 139 – Retas secantes dos ciclos principais – Painel LWC_IPOOP 147

Figura 140 – Degradação da rigidez ao longo do ensaio - Painel LWC_IPOOP.....147

Figura 141 – Retas secantes dos ciclos principais– Painel LWC_S 148

Figura 142 – Degradação da rigidez ao longo do ensaio - Painel LWC_IPOOP.....148

Figura 143 – Comparação global de resultados: Envolvente da relação entre força-deslocamentos 150

Figura 144 – Comparação global de resultados: Degradação da rigidez ao longo do ensaio 150

Figura 145 – Comparação global de resultados: Rácio (a) LWC_IPOOP/LWC_Ref e (b) LWC_S/LWC_Ref.....152

Figura 146 – Comparação global de resultados: Energia dissipada acumulada 152

Figura 147 – Comparação global de resultados: Registo final de dano: (a) Painel LWC_Ref, (b) Painel LWC_IPOOP, e (c) Painel LWC_S.....153

Figura 148 – Comparação global de resultados: curvas força-deslocamento: (a) LWC_Ref vs LWC_IPOOP; e b) LWC_Ref vs LWC_S.....154

Figura 149 – Impacto das unidades de alvenaria: Curvas força-deslocamento: (a) LWC_Ref vs Inf_08; (b) LWC_IPOOP vs Inf_11; (c) LWC_Ref vs AB-OOP; (d) LWC_IPOOP vs AB-IPOOP; (e) Inf_08 vs AB-OOP; (f) Inf_11 vs AB-IPOOP. 158

Figura 150 – Impacto das unidades de alvenaria: comparação de resultados: a) OOP drift no nó de controlo; b) Força OOP.....159

Figura 151 – Impacto das unidades de alvenaria: mecanismo de rotura: (a) LWC_Ref; (b) LWC_IPOOP, (c) Inf_08; (d) Inf_11; (e) AB-OOP e (f) AB-IPOOP 160

Figura 152 – Erro “aliasing”: (a) frequência da amostragem adequada e (b) erro de “aliasing” devido a uma frequência de amostragem deficiente. Pimentel, (2008) 166

Figura 153 – Identificação dos picos nos espectros 171

Figura 154 – Modo de vibração: (a) para fora-do-plano e (b) no-plano 171

Figura 155 – Teste de vibração ambiental no LESE: (a) vista geral do ensaio, (b) localização dos acelerómetros no painel e (c) Sistema de aquisição de dados.....172

Figura 156 – Ensaio de vibração ambiental em vivenda: (a) vista geral do ensaio da vivenda, e (b) localização dos acelerómetros na parede 05 174

Figura 157 – Testes de vibração ambiental *in situ* em vivenda: geometria das paredes ensaiadas e respetiva localização dos acelerómetros 175

Figura 158 – Resultados dos ensaios de vibração ambiental em vivenda: (a) 1ª frequência para fora-do-plano, (b) relação entre a 1ª frequência e H/L e (c) relação entre a 1ª frequência e D 177

Figura 159 - Edifício PT8: (a) Geometria em planta e (b) Perspetiva 3D da estrutura 181

Figura 160 - Discretização da secção transversal de um elemento tipo de betão armado (adaptado de SeismoStruct, 2020) 183

Figura 161 - Modelo de comportamento não linear de Mander (SeismoStruct, 2020) 184

Figura 162 - Modelo de comportamento não linear de aço Menegotto-Pinto (SeismoStruct, 2020) 184

Figura 163 - Modelo para modelação das paredes de alvenaria: (a) modelo de bielas de tração/compressão e (b) modelo da mola de deslizamento (adaptado de Hemchandra, (2017)) ... 185

Figura 164 – Ensaio experimental vs modelo numérico 190

Figura 165 – Evolução da força horizontal no tempo 191

Figura 166 – Curva histerética experimental e do modelo numérico 192

Figura 167 – Energia dissipada acumulada modelo no ensaio experimental e no modelo numérico 192

Figura 168 – Espectro de resposta de acelerações (S_{De}) de cálculo para o sismo horizontal do Tipo 1, referentes os três estados limites, adotado de SeismoStruct, (2020) 195

Figura 169 – Espectro de resposta de acelerações (S_{De}) de cálculo para o sismo horizontal do Tipo 1, para o edifício PT4BF 197

Figura 170 – Procedimento proposto para avaliação de edifícios existentes (Sousa, Costa and Costa; 2019) 202

Figura 171 – Representação esquemática da obtenção de uma curva *pushover* (adaptado de Sousa, Costa and Costa; 2019) 205

Figura 172 – Determinação da relação idealizada força-deslocamento elasto-perfeitamente plástica através do Método N2 pelo Anexo A do Eurocódigo 8 - parte 1 206

Figura 173 – Exemplo de representação sobre a curva de capacidade do edifício $PT4_{BF}$ (direção y) dos pontos de desempenho correspondentes aos três estados limites: Limitação de Dano (DL); Danos Severos (SD); e Colapso Iminente (NC). Imagem retirada do programa de cálculo *SeismoStruct* 206

Figura 174 – 1º modo de vibração dos edifícios PT4 211

Figura 175 – 1º modo de vibração dos edifícios PT6 211

Figura 176 – 1º modo de vibração dos edifícios PT8 212

Figura 177 – 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.....215

Figura 178 – 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 216

Figura 179 – Curvas *Pushover* dos edifícios PT4 e os respetivos pontos de análise.....217

Figura 180 – Verificação da segurança ao nível das secções referente ao Estado Limite de Danos Significativos PT na análise global do edifício PT4 217

Figura 181 – Curvas *Pushover* dos edifícios PT6 e os respetivos pontos de análise.....218

Figura 182 – Verificação da segurança ao nível das secções referente ao Estado Limite de Danos Significativos PT na análise global do edifício PT6 219

Figura 183 – Curvas p*ushover* dos edifícios PT8 e os respetivos pontos de análise 219

Figura 184 – Verificação da segurança ao nível das secções referente ao Estado Limite de Danos Significativos PT na análise global do edifício PT8 220

Figura 185 – Ilustração da evolução de dano do edifício quando ocorre o primeiro caso de não verificação de segurança ao nível das secções - edifício PT8 - direção x.....221

Figura 186 – Ilustração da evolução de dano do edifício quando ocorre o primeiro caso de não verificação de segurança ao nível das secções - edifício PT6 - direção x.....222

Figura 187 – Ilustração da evolução de dano do edifício quando ocorre o primeiro caso de não verificação de segurança ao nível das secções - edifício PT8 - direção x.....223

Figura 188 – Perfis de *drift* para os edifícios PT4 nas direções x e y - E.L.de Danos Significativos 225

Figura 189 – Perfis de *drift* para os edifícios PT6 nas direções x e y - E.L.de Danos Significativos 225

Figura 190 – Perfis de *drift* para os edifícios PT8 nas direções x e y - E.L.de Danos Significativos 226

Figura 191 – Curva histerética no topo do edifício PT6_FI_Sismo6_x: Identificação do ponto de força máxima e de deslocamento máximo 228

Figura 192 – Análise dinâmica dos edifícios PT4- Representação, sobre as curvas *pushover*, dos pontos correspondentes à força máxima ($F_{máx}$), deslocamento máximo ($d_{máx}$), ponto médio $F_{máx}$ - $d_{máx}$ e ponto correspondente ao E. L. Danos Significativos da análise *pushover*: (a) e (b) PT4_BF; (c) e (d) PT4_FI; (e) e (f) PT4_WS e (g) e (h) PT4_ASS.....231

Figura 193 – Análise dinâmica dos edifícios PT6- Representação, sobre as curvas *pushover*, dos pontos correspondentes à força máxima ($F_{máx}$), deslocamento máximo ($d_{máx}$), ponto médio $F_{máx}$ - $d_{máx}$ e ponto correspondente ao E. L. Danos Significativos da análise *pushover*: (a) e (b) PT6_BF; (c) e (d) PT6_FI; (e) e (f) PT6_WS e (g) e (h) PT6_ASS.....233

Figura 194 – Análise dinâmica Edifícios PT8- Representação, sobre as curvas *pushover*, dos pontos correspondentes à força máxima ($F_{máx}$), deslocamento máximo ($d_{máx}$), ponto médio $F_{máx}$ - $d_{máx}$ e ponto correspondente ao E. L. Danos Significativos da análise *pushover*:(a) e (b) PT8_BF; (c) e (d) PT8_FI; (e) e (f) PT8_WS e (g) e (h) PT8_ASS.....236

Figura 195 – Ilustração da evolução de dano do edifício quando ocorre o primeiro caso de não verificação de segurança ao nível das secções - edifício PT4 239

Figura 196 – Ilustração da evolução de dano do edifício quando ocorre o primeiro caso de não verificação de segurança ao nível das secções - edifício PT6 239

Figura 197 – Ilustração da evolução de dano do edifício quando ocorre o primeiro caso de não verificação de segurança ao nível das secções - edifício PT8 240

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1- Resumo de expressões propostas para o cálculo da largura da escora equivalente, w. (adaptado de Tarque et al., (2015)) 31

Tabela 2 – Quantidade de muretes construídos e as suas dimensões 38

Tabela 3 - Características das argamassas usadas nos provetes para ensaio à compressão 40

Tabela 4 - Propriedades geométricas dos blocos sem a regularização das superfícies 42

Tabela 5 - características geométricas e a massa de cada provete 45

Tabela 6 - Valores obtidos para a resistência à compressão e módulo de elasticidade 46

Tabela 7 - Dimensões dos muretes para determinação da resistência à compressão 50

Tabela 8 - Características geométricas de cada murete a ensaiar à compressão e distância entre pontos de fixação do mesmo transdutor 56

Tabela 9 - Valores da resistência à compressão dos muretes 57

Tabela 10 - Valores do módulo de elasticidade, E, calculado segundo a EN 1052-1, (1998) 58

Tabela 11 – Resumo dos valores do módulo de elasticidade, E 59

Tabela 12 - Valores das extensões horizontais e do coeficiente de Poisson 60

Tabela 13 - características geométricas de cada murete a ensaiar à compressão e distância entre pontos de fixação do mesmo transdutor 63

Tabela 14 - Valores da resistência à compressão dos muretes na direção paralela às juntas de assentamento 65

Tabela 15 - Valores do módulo de elasticidade, E, calculado segundo a EN 1052-1, (1998) 66

Tabela 16 – Resumo dos valores do módulo de elasticidade, E 66

Tabela 17 - distância entre pontos de fixação do mesmo transdutor, ΔLi 73

Tabela 18 – Características geométricas dos muretes de alvenaria 73

Tabela 19 – Valores de resistência ao corte dos muretes de alvenaria 75

Tabela 20 – Valores do módulo de distorção dos muretes de alvenaria 75

Tabela 21 -Dimensões dos muretes para o ensaio da resistência à flexão da alvenaria, segundo a NP EN1052-2 (2002) 78

Tabela 22 -Resistência à flexão segundo um plano perpendicular às juntas horizontais 83

Tabela 23 -Dimensões dos muretes para o ensaio da resistência à flexão da alvenaria, segundo a NP EN1052-2 (2002) 85

Tabela 24 -Resistência à flexão segundo um plano paralelo às juntas horizontais 89

Tabela 25 – Resumo das propriedades mecânicas 92

Tabela 26 -Propriedades mecânicas médias de 3 tipos de muretes 92

Tabela 27 – Resumo da campanha experimental em paredes construídas à escala real 98

Tabela 28 -Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos provetes de betão 100

Tabela 29 – Resistência à tração e módulo de elasticidade dos provetes de aço 100

Tabela 30 – Caracterização dos provetes de argamassa de assentamento dos painéis de alvenaria 101

Tabela 31 – Caracterização dos provetes de argamassa de reboco relativo ao painel LWC_S 102

Tabela 32 – Comparação global de resultados 151

Tabela 33 – Resumo dos parâmetros de resposta 159

Tabela 34 – Resumo dos rácios dos parâmetros de resposta 159

Tabela 35 – Coeficiente sísmico e massa de cada painel 161

Tabela 36 – Frequência no plano e para fora-do-plano dos painéis LWC_Ref e LWC_IPOOP – 1º Modo de Vibração 173

Tabela 37 – Características das paredes e resultados dos ensaios de vibração ambiental da moradia unifamiliar: Frequências para fora-do-plano - 1º Modo de Vibração 176

Tabela 38 – Tipologias estudadas dos edifícios TP4, TP6 e TP8 181

Tabela 39 - Características do betão 183

Tabela 40 - Características do aço 184

Tabela 41 – Parâmetros mecânicos 187

Tabela 42 - Parâmetros geométricos 188

Tabela 43 - Parâmetros empíricos 188

Tabela 44 – Frequências fundamentais.....189

Tabela 45 - Características do Betão 190

Tabela 46 – Parâmetros mecânicos da parede de enchimento.....191

Tabela 47 – Parâmetros geométricos da parede de enchimento 191

Tabela 48 – Parâmetros empíricos da parede de enchimento.....191

Tabela 49 – Frequências relativas aos três primeiros modos de vibração 210

Tabela 50 – Valores da rigidez inicial, corte basal máximo, deslocamento de cedência e respetivos rácios - análise *da curva de capacidade* dos edifícios PT4, PT6 e PT8 - Direção x 213

Tabela 51 – Valores da rigidez inicial, corte basal máximo, deslocamento de cedência e respetivos rácios, da análise *pushover* dos edifícios PT4, PT6 e PT8 - Direção y 214

Tabela 52 – Valores de força basal e respetivo deslocamento para o E. L. de Danos Significativos (*pushover*), valores médios da força máxima e deslocamento máximo (análise dinâmica) e respetivos rácios - PT4.....230

Tabela 53 – Valores de força basal e respetivo deslocamento para o E. L. de Danos Significativos (*pushover*), valores médios da força máxima e deslocamento máximo (análise dinâmica) e respetivos rácios – PT6.....234

Tabela 54 – Valores de força basal e respetivo deslocamento para o E. L. de Danos Significativos (*pushover*), valores médios da força máxima e deslocamento máximo (análise dinâmica) e respetivos rácios – PT8.....237

1
INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

As paredes de alvenaria são amplamente utilizadas em todo o mundo, tanto com funções estruturais como com funções de compartimentação e vedação. Em Portugal têm, quase sempre, apenas funções não estruturais e são utilizadas para compartimentação e vedação ao exterior. A alvenaria de tijolos cerâmicos ou blocos de betão é um sistema de construção bastante comum, devido ao seu fácil manuseio e baixos custos de construção, oferecendo muitas vantagens adicionais, tais como o conforto térmico e acústico e resistência ao fogo.

Nos últimos 50 anos notou-se uma crescente preocupação relativamente à vulnerabilidade sísmica do edificado. Como resultado dessa consciencialização, novos métodos de análise e de dimensionamento foram desenvolvidos de forma a tornar as estruturas sismicamente mais seguras. Contudo, estruturas que se julgavam resistentes, após sujeitas a ações sísmicas consideráveis, como por exemplo os sismos de L´Aquila (Itália) e Ghorka (Nepal), apresentaram graves danos (Rodrigues, Furtado, Arêde, *et al.*, 2016). Com base na observação de danos causados por grandes sismos em grandes áreas urbanas, a comunidade científica tem vindo a desenvolver novos métodos de análise e dimensionamento de estruturas e também de reforço de elementos estruturais e não estruturais.

Normalmente, as paredes de alvenaria de enchimento não são consideradas no dimensionamento de novos edifícios nem na verificação de segurança de estruturas existentes, embora de acordo com a bibliografia, se saiba que a existência destas paredes pode ter uma influência significativa no

comportamento sísmico de edifícios de betão armado (BA). Não sendo consideradas como elementos estruturais, não existiam regras específicas que obrigassem a verificar a sua influência no desempenho da estrutura. Os códigos mais recentes, nomeadamente o EC8 e o EC6, já incluem critérios, ainda que simplificados, para a consideração da influência dos painéis de alvenaria na resposta das estruturas quando sujeitas à ação sísmica e recomendações de construção para paredes de alvenaria estrutural e não estrutural. A influência das paredes de enchimento pode ser, no entanto, muito diferente, dependendo das suas características mecânicas, distribuição no interior do edifício e ligação aos elementos estruturais envolventes. Em recentes sismos a observação dos padrões de dano revelou que o desempenho dos edifícios de BA foi significativamente influenciado pela presença das paredes de alvenaria de enchimento (Rodrigues *et al.*, 2010).

As paredes de alvenaria de enchimento são elementos rígidos, com modos de rotura frágil. Após a ocorrência de um sismo, é comum observar a separação da parede de alvenaria do pórtico de betão armado, assim como a ocorrência de padrões de fissuração associados a uma fissura horizontal ou em X, que resulta da sua grande rigidez no plano e da sua reduzida resistência à tração diagonal. A probabilidade de ocorrência de uma réplica mesmo de menor magnitude pode ainda conduzir a forças para fora-do-plano da parede que já se encontra danificada, provocando o seu colapso ou agravamento dos danos, tendo implicação na funcionalidade do edifício e colocando em risco a segurança das pessoas (Angel, 1994).

A interação dos painéis de alvenaria de enchimento com os elementos de BA tanto podem ter um efeito positivo, protegendo a estrutura, como um efeito negativo no comportamento global da estrutura, pelo que é importante uma correta caracterização desses efeitos, designadamente a alteração da rigidez, dos modos de vibração, das forças de inércia, e da resistência e capacidade de dissipação de energia do conjunto (Estêvão, 2012). Em contrapartida, a presença destas pode introduzir irregularidades na estrutura em planta e em altura que implicam respostas da estrutura não esperadas quando sujeitas a cargas sísmicas (Martins, 2013), podendo levar a mecanismos de colapso global ou local ao nível dos pilares devido a ações de corte (Vasconcelos *et al.*, 2015).

Têm vindo a ser realizados diversos estudos para avaliar os efeitos das paredes de alvenaria de enchimento na resposta estrutural dos edifícios de BA. Em particular, muitos destes foram dedicados a definir métodos de análise capazes de considerar a contribuição do enchimento e modelar adequadamente o comportamento do painel. Vários autores sugerem abordagens simples (através de macro-modelos) para resolver o problema da interação entre a alvenaria de enchimento e a estrutura de betão, substituindo o painel de enchimento por uma, ou mais, bielas diagonais com propriedades mecânicas e geométricas equivalentes definidas para reproduzir de forma global a contribuição dos painéis de alvenaria no comportamento das estruturas (Cavaleri *et al.*, 2014). Alternativamente, a

modelação dos painéis de alvenaria recorrendo a micromodelos revela-se uma abordagem mais complexa que requer um grande esforço computacional, permitindo compreender o comportamento local de cada painel, mas tornando-se pouco eficaz para o estudo à escala do edifício.

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.

1.2 OBJETIVOS E METODOLOGIA

No enquadramento efetuado anteriormente definiu-se como objetivo do presente trabalho avaliar a influência de paredes de alvenaria de blocos termoacústicos de betão no comportamento sísmico de edifícios porticados de betão armado.

Para o atingir foi definido um plano de trabalhos que compreende trabalho experimental e numérico.

A componente experimental visou fundamentalmente caracterizar as propriedades mecânicas de muretes de alvenarias de blocos termoacústicos (em compressão, corte e flexão) e dos seus constituintes e avaliar o comportamento para fora-do-plano (com e sem dano prévio no plano) de painéis de alvenaria de blocos termoacústicos, construídos à escala real, preenchendo um pórtico de betão armado.

A partir dos resultados destas campanhas experimentais foi possível calibrar um macro-modelo simplificado usado para um estudo paramétrico visando a avaliação do impacto das paredes de alvenaria de blocos termoacústicos no comportamento sísmico de edifícios de betão armado.

Para atingir o objetivo proposto, o trabalho desenvolvido foi organizado em sete tarefas, que se apresentam resumidas de forma esquemática na Figura 1.

Na tarefa 1 fizeram-se considerações gerais sobre alvenaria de enchimento. Procurou-se analisar a evolução histórica das paredes de alvenaria até aos dias de hoje, perceber o comportamento das paredes quando sujeitas à ação sísmica e a sua influência no comportamento sísmico de edifícios de Betão Armado (BA). Realizou-se o enquadramento normativo e apresentaram-se alguns macro-modelos para a modelação do comportamento de painéis de alvenaria de enchimento.

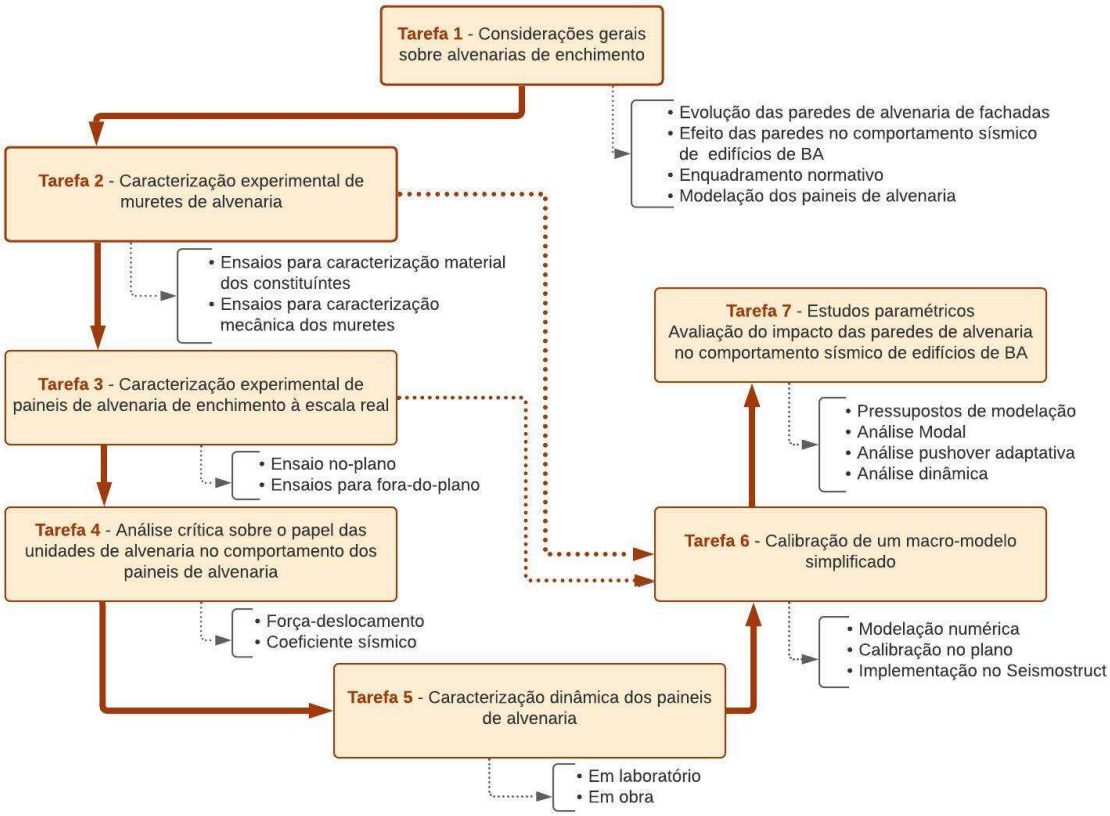


Figura 1 – Organograma do plano de trabalhos: tarefas e respetivas interligações

A tarefa 2 inclui a caracterização experimental dos muretes de alvenaria de blocos termoacústicos de betão leve. Realizaram-se ensaios laboratoriais de caracterização dos blocos e da argamassa utilizados na construção dos muretes e ensaios de caracterização mecânica dos muretes, nomeadamente, ensaios de compressão simples e de flexão realizados perpendicularmente e paralelamente às juntas de assentamento e ensaios de compressão diagonal. Destes ensaios, foram obtidos parâmetros mecânicos necessários à modelação e calibração das paredes de enchimento utilizadas nos estudos paramétricos realizados no âmbito desta tese (suporta a tarefa 6 e 7).

A tarefa 3 é dedicada à caracterização do comportamento para fora-do-plano, à escala real, de painéis de alvenaria de enchimento composta por blocos termoacústicos de betão leve. Pretendendo-se avaliar a existência de dano prévio no plano e a eficiência do reforço com solução de reboco armado com malha de fibra de vidro, relativamente à resistência e à deformação para fora-do-plano. A resposta histerética força-deslocamento obtida no ensaio da parede a ações no-plano, foi utilizada na calibração do modelo numérico realizada na tarefa 6.

A tarefa 4 compreende a análise critica sobre o papel das unidades de alvenaria no comportamento para fora-do-plano dos painéis de alvenaria relativamente à resistência e deformação e também em

termos de coeficiente sísmico. Comparam-se os resultados obtidos na campanha de ensaios experimentais realizados no âmbito desta tese com os resultados obtidos em ensaios realizados, sob as mesmas condições, em paredes construídas com tijolos cerâmicos de furação horizontal com 110 mm e 150 mm de espessura e que se encontram documentados na literatura.

A tarefa 5 envolve a realização de ensaios de vibração ambiental para caracterização dinâmica de painéis de alvenaria de enchimento de blocos termoacústicos de betão leve, realizados em laboratório e em obra.

A tarefa 6 procede às tarefas 2 e 3 e é dedicada à calibração, no plano, do macro modelo simplificado (biela diagonal equivalente), capaz de reproduzir a resposta histerética das paredes de alvenaria compostas por blocos termoacústicos de betão leve. Implementou-se o macro modelo no *Seismostruct*.

Por fim, a tarefa 7 compreende os estudos paramétricos. Avaliou-se o impacto das paredes de alvenaria no comportamento de edifícios de BA quando sujeitos à ação sísmica, analisando edifícios de várias alturas e com diferentes disposições de paredes de enchimento nas fachadas.

1.3 RESUMO DOS CAPÍTULOS

Este trabalho é composto por oito capítulos. O primeiro corresponde à introdução, sendo abordado o enquadramento, os objetivos e relevância do tema e o resumo dos vários capítulos desta tese. O segundo capítulo materializa uma revisão do estado da arte nos aspetos mais significativos do presente trabalho. No terceiro capítulo faz-se a caracterização mecânica dos muretes de alvenaria e dos seus constituintes, o quarto capítulo apresenta a caracterização experimental do comportamento de painéis de alvenaria à escala real e no quinto capítulo a caracterização dinâmica de alvenarias em estudo. O sexto e sétimo capítulo correspondem ao estudo paramétrico. No sexto capítulo aborda-se os pressupostos da modelação numérica e no último capítulo faz-se a análise de resultados, conclusões e considerações finais.

De seguida faz-se uma descrição mais pormenorizada dos conteúdos de cada capítulo.

No presente Capítulo 1 faz-se um enquadramento do tema estudado nesta tese e apresentam-se os objetivos a alcançar. Também é descrita a estrutura deste documento.

No Capítulo 2 fazem-se algumas considerações sobre alvenarias de enchimento, nomeadamente: o enquadramento histórico da sua evolução; a sua influência no comportamento sísmico de edifícios de BA, abordando o seu comportamento a ações no plano e para fora-do-plano; o enquadramento

normativo para o seu desempenho; e finalmente abordam-se os métodos utilizados na modelação do seu comportamento às ações horizontais, nomeadamente às ações sísmicas.

O Capítulo 3 apresenta a campanha experimental para caracterização material e mecânica dos muretes de alvenaria de enchimento com blocos térmico-acústicos. A caracterização mecânica dos muretes obteve-se a partir de ensaios experimentais e de acordo com as normas vigentes. Neste capítulo são definidos os seguintes ensaios nos muretes: compressão com aplicação de carga na direção paralela e perpendicular às juntas de argamassa, tração por compressão diagonal e flexão com aplicação de carga na direção paralela e perpendicular às juntas de argamassa. São ainda definidos os ensaios de caracterização dos materiais constituintes dos muretes de alvenaria, nomeadamente o ensaio de flexão e compressão das argamassas utilizadas na construção dos muretes, assim como os ensaios de compressão das unidades de alvenaria. São descritas as metodologias dos ensaios de caracterização mecânica, assim como o tratamento de dados e a apresentação de resultados.

O Capítulo 4 apresenta uma campanha experimental realizada, à escala real, em paredes de alvenaria submetidas a ensaios cíclicos, quase-estáticos, com carregamento para fora-do-plano. Foram realizados três ensaios para avaliar os seguintes parâmetros: i) a existência de dano prévio devido a um teste no plano; e ii) a eficiência do reforço com solução de reboco armado com fibras de vidro para melhorar a sua resistência e deformação para fora-do-plano. Inicialmente, faz-se uma descrição do pórtico de betão armado e de todos os materiais utilizado nos ensaios. É descrito o processo construtivo dos painéis de alvenaria e as metodologias adotadas nos ensaios, nomeadamente, o esquema de ensaio, a instrumentação e a lei de carga. Os resultados são apresentados, analisando o dano, a relação força-deslocamento, a dissipação de energia e a degradação da rigidez. Finalmente, faz-se uma comparação dos resultados com resultados obtidos noutras campanhas experimentais realizadas em paredes de tijolo cerâmico de furação horizontal com várias espessuras e tecem-se algumas conclusões.

O Capítulo 5 apresenta duas campanhas de ensaios de vibração ambiental, uma *in situ* e outra em ambiente de laboratório, para caracterização dinâmica de paredes de alvenaria de blocos termoacústicos de betão leve. Faz-se uma pequena introdução sobre ensaios de vibração ambiental, apresentam-se as metodologias adotadas nos ensaios, realiza-se o tratamento de dados e apresentam-se de resultados.

O Capítulo 6 aborda os pressupostos da modelação numérica dos edifícios-tipo estudados usando o programa de cálculo *SeismoStruct* da *SeimoSoft*. Faz-se a descrição estrutural dos edifícios-tipo, quantificam-se as ações gravíticas e definem-se os modelos de comportamento a adotar na modelação do betão e do aço. Neste capítulo é realizada a calibração dos edifícios-tipo e faz-se também a

calibração dos parâmetros de modelação das paredes de alvenaria a partir dos resultados experimentais obtidos no ensaio no-plano. Abordam-se as metodologias utilizadas na análise não-linear do comportamento das estruturas à ação sísmica: análise *pushover* adaptativa e análise dinâmica. Finalmente, faz-se a descrição das ações sísmicas consideradas.

O Capítulo 7 apresenta os resultados das análises *pushover* e dinâmicas caracterizadas no capítulo anterior. 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. Por fim, faz-se uma análise global de resultados e tecem-se algumas conclusões.

No último capítulo, Capítulo 8, é efetuado um resumo dos resultados obtidos mais relevantes e apresentam-se as principais conclusões a retirar dos estudos efetuados, sendo ainda apresentadas sugestões a desenvolver em futuros trabalhos.

2

CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

O presente capítulo está dividido em quatro subcapítulos. No primeiro subcapítulo aborda-se a evolução histórica das paredes, começando nas soluções tradicionais de alvenaria resistente, passando pelas suas funções de vedação em estruturas de BA e chegando às soluções atuais que surgiram na resposta aos novos requisitos térmicos e acústicos. No segundo subcapítulo, aborda-se a influência das paredes de enchimento no comportamento sísmico de edifícios de BA, que a partir da observação de danos após a ocorrência de sismos recentes, a comunidade científica reconhece, de uma forma unânime, a influência das paredes de enchimento em alguns colapsos de estruturas, parciais ou totais, devido à sua não consideração no dimensionamento e na verificação dessas estruturas. No terceiro subcapítulo faz-se um enquadramento normativo dos requisitos de desempenho das paredes de alvenaria nas estruturas em zonas sísmicas. E por último, no quarto subcapítulo, admitindo a consideração das paredes de enchimento na avaliação do comportamento de estruturas, faz-se uma revisão dos métodos mais utilizados na modelação do comportamento não-linear dos painéis de alvenaria e da sua interação com a estrutura de BA envolvente.

2.1 EVOLUÇÃO HISTÓRICA DAS PAREDES DE ALVENARIA DE FACHADAS

As paredes de alvenaria utilizadas nas fachadas em Portugal evoluíram durante o último século e atualmente essa evolução ocorre a um ritmo mais acelerado. As soluções tradicionais de alvenaria resistente foram gradualmente substituídas por soluções de betão armado e as alvenarias passaram a ser usadas apenas com a função de compartimentação e de vedação ao exterior, perdendo deste modo a sua função resistente.

Como se pode observar no cronograma apresentado na Figura 2, até aos anos 40 do século XX, as paredes eram constituídas por um único pano de alvenaria de pedra ou tijolo maciço com uma grande espessura. As paredes de pedra podiam ser compostas por pedras com face aparelhada dispostas em camadas entre si, com ou sem argamassa, ou compostas por pedras toscas, angulosas, de formas e dimensões irregulares, ligadas entre si com uma argamassa ordinária de cal hidráulica e areia (Costa, 2012). Nos anos 50, começaram a surgir as paredes de tijolo cerâmico de furação horizontal, primeiramente como pano interior à parede de pedra e eventual caixa de ar e depois como paredes de pano duplo com caixa de ar. A subida dos custos energéticos e a consciencialização dos problemas ambientais associados a produção de energia veio alterar a forma de pensar e de construir, tendo em atenção as implicações energéticas das paredes exteriores, o que levou ao surgimento de inovações para melhoria também do conforto térmico no interior (Pereira, 2013). Assim, nos anos 80, a caixa de ar das paredes de pano duplo de tijolo furado passou a ser total ou parcialmente preenchida com isolamento térmico. A partir da década de 90 generalizou-se uma solução com uma única camada de alvenaria interior e isolamento térmico pelo exterior, justificada pela constante evolução e melhoramento das qualidades dos materiais constituintes do isolamento.

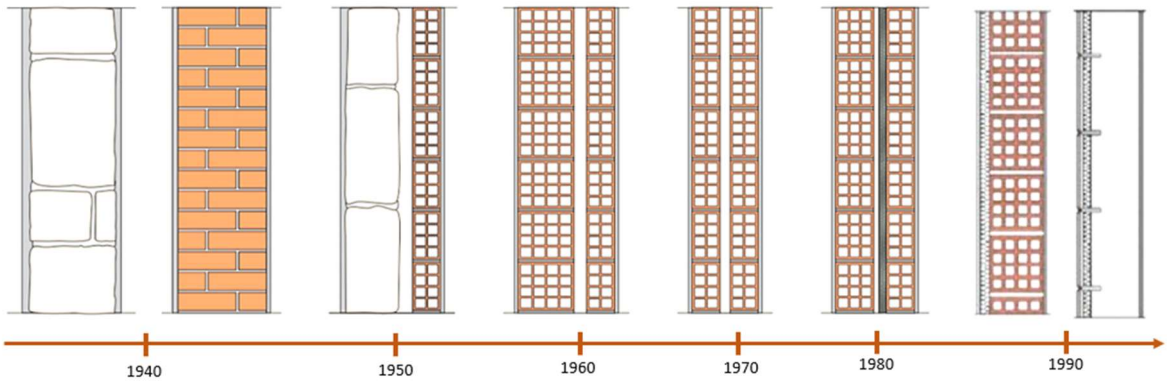


Figura 2 - Evolução das paredes de alvenaria exteriores em Portugal (adaptado de Pereira, 2010)

Em Portugal, a tipologia das paredes de enchimento é muito semelhante à utilizada em alguns países da europa, principalmente os do Sul (Espanha, Itália, Grécia, etc.). Os blocos cerâmicos de furação

horizontal com diferentes espessuras foram os mais utilizados na construção de paredes de enchimento de pano simples e em paredes duplas. Atualmente, com a alteração das exigências regulamentares da térmica e acústica, numa grande parte da construção, verifica-se a utilização de tijolos cerâmicos ou blocos de betão leve, mas de furação vertical com características térmicas e acústicas melhoradas. Estes blocos, usados principalmente na envolvente externa dos edifícios, surgiram a partir dos anos 90 (ver Figura 3), mas só recentemente se assistiu à sua utilização generalizada e tipicamente associados a soluções com isolamento térmico pelo exterior. As paredes divisórias continuam a ser construídas com tijolos cerâmicos de furação horizontal e mais recentemente, também em placas gesso cartonado laminado.

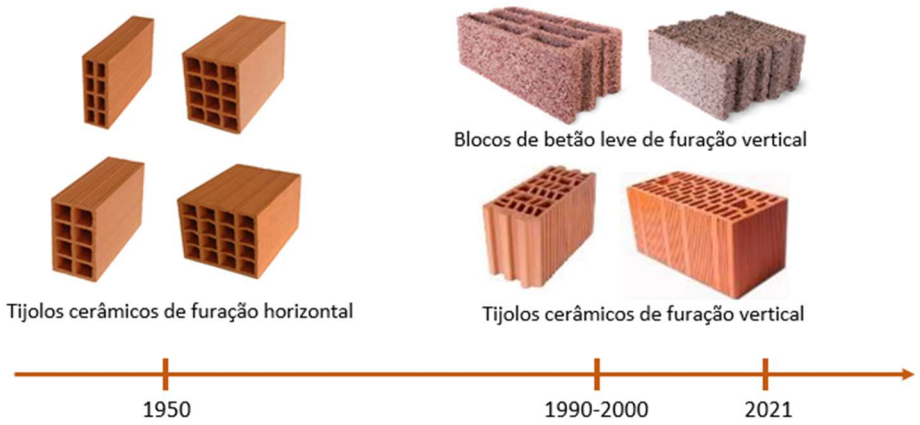
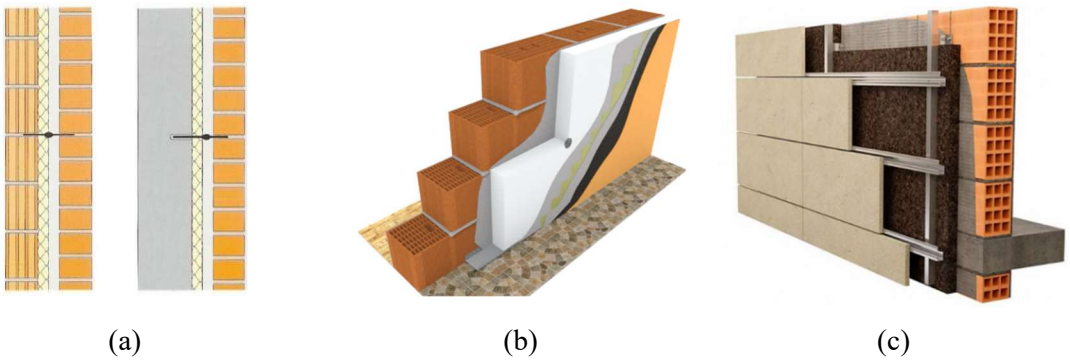


Figura 3 - Evolução das unidades de alvenaria em Portugal

O uso do tijolo maciço nas paredes de fachada é bastante comum nos Estados Unidos e Nova Zelândia, principalmente, em edifícios de pequeno e médio porte. Na Europa, esta solução é bastante comum em França, Itália, Espanha e Alemanha do Norte, sobretudo em edifícios residenciais. Em Portugal, as paredes com tijolos maciços foram aplicadas principalmente nos anos 80 em edifícios residenciais, industriais e em alguns edifícios emblemáticos, tais como o edifício do Campo Pequeno e o Museu da Eletricidade (Martins, Vasconcelos and Campos Costa, 2017). Este tipo de paredes é designado por parede cortina (ver Figura 4a). É constituída por dois panos, sendo o pano interior em alvenaria ou betão e o pano exterior noutro tipo de material, como tijolo maciço, superfícies contínuas em vidro ou em materiais compósitos que são mais leves. A caixa de ar formada pelos dois panos não é ventilada e a fixação do pano exterior ao pano interior é realizada através de fixadores adequados. Estes tipos de soluções de fachada são mais usuais em edifícios destinados a serviços e comércio.

Atualmente, a forma mais popular de isolar termicamente os edifícios são os sistemas de isolamento pelo exterior (sem e com caixa de ar), nomeadamente: o sistema ETICS (terminologia anglo-saxónica

– *External Thermal Insulation Composite Systems*), ver Figura 4b; e as fachadas ventiladas que são uma solução particular da fachada cortina (Figura 4c). Segundo Sousa *et al.*, (2016), estas recentes soluções de fachada, permitem resolver as pontes térmicas e maximizar a inércia térmica com a aplicação do material isolante térmico de forma contínua pelo exterior. O sistema de fachada ventilada permite diferentes tipos de materiais de acabamento permitindo aliar a estética ao seu caracter funcional. O facto de a fachada ventilada criar um revestimento separado e independente da estrutura do edifício, torna este sistema muito interessante para a reabilitação (Sousa, 2010). Os Sistemas Compósitos de Isolamento Térmico pelo Exterior denominada pela sigla ETICS, existem no mercado português desde a década de 80 e detêm, na sua generalidade, uma excelente performance do ponto de vista do isolamento térmico. Estas soluções apresentam uma melhoria no controlo e garantia da correta execução do isolamento, principalmente na correção de pontes térmicas, que era um fator de preocupação nos sistemas de parede dupla.



(a) (b) (c)

Figura 4 – Outras soluções de alvenaria: (a) desenho esquemático de paredes-cortina com o pano exterior em tijolo maciço (adaptado de Resende, (2017)) (b) Representação esquemática de um sistema ETICS (adaptado de WHITEPOR® ETICS); e (c) Representação esquemática de uma fachada ventilada (adaptado de AmorimCorkInsulation)

Existem outros tipos de alvenarias que ainda não possuem a necessária divulgação em Portugal, nomeadamente as alvenarias de montagem simplificada construídas com recurso a unidades com encaixes otimizados, alvenarias armadas, alvenarias executadas por autómatos e alvenarias pré-fabricadas.

No âmbito desta tese, foram realizados ensaios sobre paredes de enchimento com blocos de betão leve termoacústicos de furação vertical, que apresentam uma solução melhorada relativamente aos blocos anteriores, uma vez que para além de corresponderem às exigências térmicas normativas, vêm também preencher requisitos acústicos. A escolha foi norteada por não existir ainda trabalho realizado na literatura com este tipo de blocos, quer na caracterização dos elementos de alvenaria, quer da importância da sua interação com as estruturas de betão armado. Na Figura 5 está apresentado

um pormenor do sistema construtivo preconizado pelo fabricante dos blocos de betão leve utilizados nas nossas campanhas experimentais.

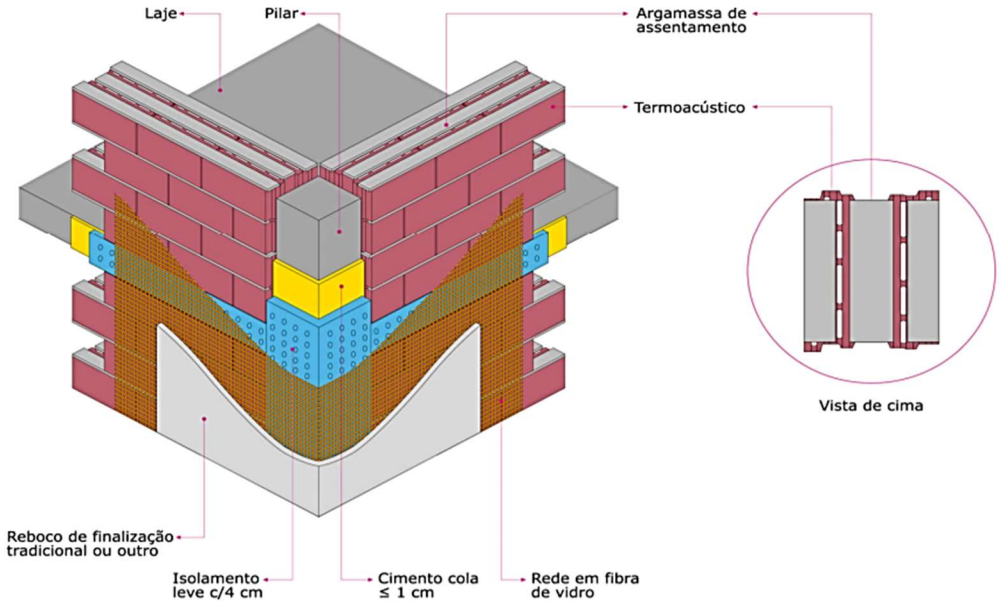


Figura 5 – Pormenor do sistema construtivo preconizado pelo fabricante dos blocos de betão leve térmico-acústicos (ARTEBEL)

2.2 INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO NO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

Como referido anteriormente, 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. 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. 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.

As paredes de enchimento podem apresentar um fraco desempenho à ação sísmica, particularmente no seu comportamento para fora-do-plano. Na avaliação de danos causados por sismos recentes, vários investigadores observaram colapsos totais ou parciais das alvenarias, aumentando significativamente o risco da população e os custos de reabilitação dos edifícios. São vários os fatores

que podem aumentar a vulnerabilidade das paredes de enchimento para fora-do-plano, nomeadamente: a má qualidade na construção das alvenarias, a fraca ligação do painel de alvenaria ao pórtico de betão armado, a largura do suporte insuficiente (devido às correções térmicas) e a inexistência de conectores de ligação entre os painéis de parede dupla.

De seguida irá abordar-se o efeito das paredes de enchimento no comportamento global do edifício e o comportamento mecânico das paredes de alvenaria quando sujeitas à ação sísmica, tendo em conta o seu comportamento no plano e fora-do-plano.

2.2.1 Efeito das paredes de enchimento no comportamento global do edifício

O comportamento de uma alvenaria quando sujeita a ações horizontais depende de diversos fatores, como: a qualidade e uniformidade dos materiais utilizados; o uso de mão-de-obra qualificada; a posição e quantidade de aberturas existentes nos painéis; o tipo de ligação adotada entre a parede de alvenaria de enchimento e o pórtico de betão armado envolvente e a rigidez e resistência relativa entre painéis de enchimento e pilares (Soares de Sousa, 1998).

No caso de pórticos relativamente flexíveis, os elementos estruturais que constituem o pórtico resistem às ações verticais enquanto as ações horizontais são absorvidas pelo pórtico e pela parede de enchimento. Neste contexto, o painel sob a ação horizontal, mobiliza uma reação que se desenvolve desde o canto superior do pilar do lado da força atuante até ao canto inferior do pilar do lado oposto, reação essa que é normalmente assemelhada a uma biela equivalente (Figura 6) (Nicola *et al.*, 2015).

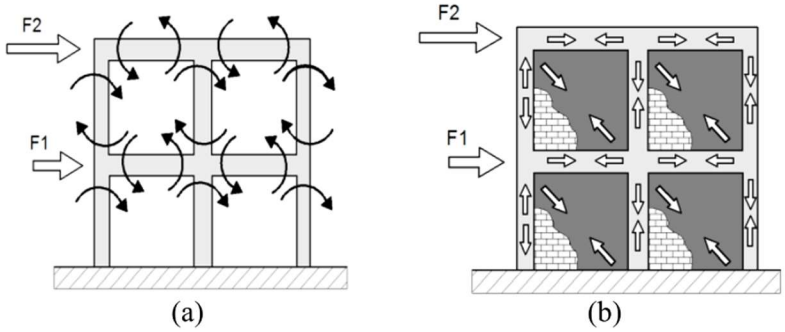


Figura 6 - Resposta de uma estrutura porticada solicitada horizontalmente. (a) sem paredes de enchimento e (b) com paredes de enchimento (Nicola *et al.*, 2015)

A influência dos painéis de enchimento no desempenho da estrutura pode ser positiva ou negativa. Se a distribuição das paredes de alvenaria for regular em planta e em altura, a sua contribuição no

comportamento do edifício à ação sísmica pode ser benéfica. Diversos estudos comprovam que a capacidade de dissipação de energia do edifício aumenta e os deslocamentos máximos sofridos são diminuídos. Por outro lado a ductilidade do edifício é reduzida (Pinho, 2007).

Segundo um estudo desenvolvido por Kappos and Ellul (2000), para um nível de solicitação de serviço, mais de 95% da energia dissipada é da responsabilidade dos panos de alvenaria, enquanto para níveis de energia superiores, estes dissipam aproximadamente 40% da energia total, sendo o resto da energia dissipada pelos elementos estruturais do pórtico. Conclui-se que as paredes de alvenaria têm uma grande influência na capacidade resistente do pórtico quer para ações reduzidas, quer para ações mais severas, devendo por isso ser consideradas no cálculo para os dois tipos de solicitação (Nicola *et al.*, 2015) e (Pinho, 2007). A não consideração das paredes no dimensionamento ou verificação do comportamento sísmico de uma estrutura pode desencadear diversos tipos de mecanismos de rotura, tais como mecanismo de piso fraco (*soft-storey*) e pilar curto (*short- column*) não considerados no cálculo:

- *Soft storey*, sucede quando num determinado piso a estrutura apresenta ausência de paredes de enchimento (ver Figura 7). Esta situação acontece com frequência nos pisos térreos, por serem pisos tipicamente utilizados como garagens ou comércio e com uma menor percentagem de paredes na envolvente exterior do piso. Esta redução da área de painéis introduz uma variação de rigidez em altura, tornando os pisos mais amplos, menos rígidos e concentrando as exigências de deformação nestes pisos (ver Figura 8) (Raposo, 2016). Este fenómeno pode acontecer mesmo em edifícios com distribuição regular de paredes de enchimento, basta que as alvenarias de enchimento do piso de rés- do-chão colapsem ou se danifiquem primeiro do que as dos pisos superiores (Soares de Sousa, 1998).
- *short column*, ou mecanismo de pilar curto, ocorre quando as paredes de alvenaria não preenchem a totalidade da altura do pórtico, deixando uma fração do pilar livre. Devido a este preenchimento incompleto de alvenaria, no decorrer de um sismo, é ampliado o esforço de corte na zona livre do pilar (ver Figura 9). A diferença de deslocamento entre pisos que em projeto deveria ser absorvida pela altura do pilar, H, é absorvida apenas pela altura livre do pilar, $H_{útil}$, devido à zona preenchida pela parede restringir o deslocamento horizontal (ver Figura 10). Se a ligação existente entre pilar e alvenaria for fraca ou ainda se a alvenaria se danificar, este efeito revela-se menor, o que pode não se verificar antes dos pilares sofrerem dano ou colapsarem. Pela importância deste mecanismo o EC8 apresenta na secção 5.9 medidas que visam evitar a formação deste mecanismo (Borges, 2006).

Arquitetonicamente, a existência de pisos vazados é uma característica difícil de eliminar e para corrigir o problema, dentro do possível, é necessário aumentar a rigidez do piso vazado de pelo menos

50% da rigidez do piso imediatamente acima. Tal objetivo poderá ser conseguido, por exemplo, através do aumento da rigidez dos pilares do piso vazado, ou com a adição de um núcleo resistente (Estêvão, 2012).

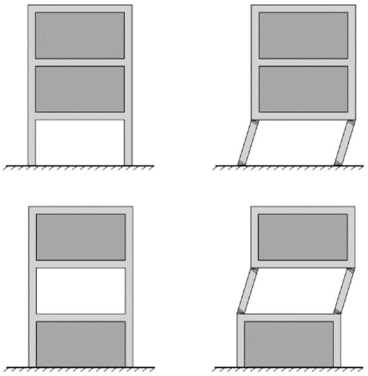
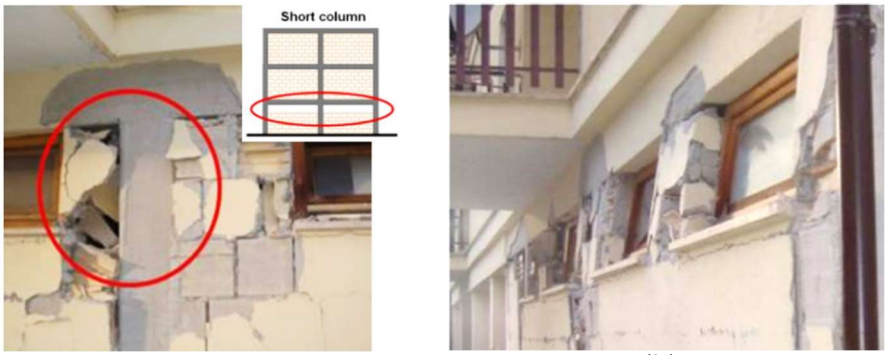


Figura 7 - Fenómeno *Soft Storey* – configuração da deformada (Estêvão, 2012)



Figura 8 - Colapsos de edifícios vizinhos com pisos térreos vazados (Estêvão, 2012)



(a) (b)

Figura 9 - Rotura por corte de um pilar junto a uma abertura: (a) (R. Vicente *et al.*, 2010) e (b) (Milheiro, Rodrigues and Arêde, 2016)

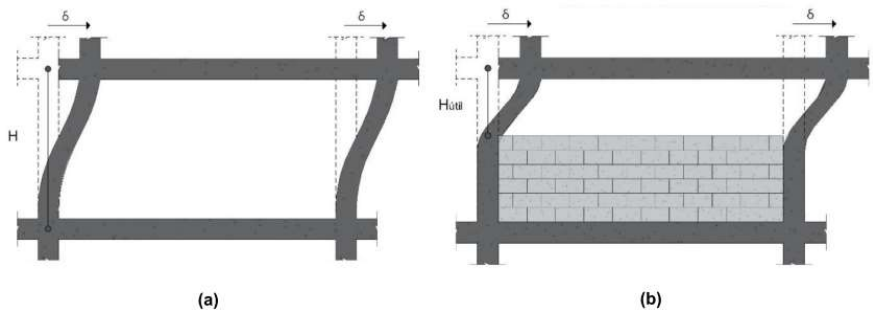


Figura 10 - Comportamentos dos pilares sob efeito de uma carga horizontal (Mota, 2016). (a) Ausência total de alvenaria no pórtico e (b) Preenchimento parcial de alvenaria no pórtico

2.2.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE PAREDES DE ENCHIMENTO SUJEITAS À AÇÃO SÍSMICA

Quando a estrutura de betão armado possui resistência suficiente para evitar a sua rotura prematura, a rotura das paredes de alvenaria pode ocorrer no plano e/ou para fora-do-plano. A rotura no plano ocorre quando as forças atuantes excedem a resistência total da argamassa, que se materializa na rotura por tração com fendilhação na direção horizontal e diagonal do painel e deslizamento ao longo das juntas horizontais de argamassa. A rotura por flexão na base da parede é um exemplo de rotura para fora-do-plano e ocorre normalmente devido a ações dinâmicas como vento e sismos na direção perpendicular ao plano da parede (Martins, 2013).

2.2.2.1 Comportamento no plano

Quando uma estrutura de betão armado preenchida com alvenarias está sujeita a ações horizontais, a evolução do seu comportamento no plano pode ser classificada em três fases. Inicialmente o pórtico e alvenaria apresentam um comportamento monolítico (Figura 11 (a)) e resiste a níveis de carga elevados sem apresentar fendilhação significativa. Nesta fase inicial as paredes de alvenaria de enchimento aumentam a rigidez da estrutura, o que provoca uma diminuição do seu período de vibração. Esta situação pode ser favorável dependendo da frequência de vibração que o sismo impõe no solo onde assentam as fundações do edifício (Mondal and Tesfamariam, 2014). Quando as deformações do pórtico e do painel se tornam incompatíveis (Figura 11 (b)), os painéis podem, então, apresentar deslizamentos nas juntas de assentamento das unidades de alvenaria, ou surgir fissuras diagonais, transformando o comportamento do painel de alvenaria no equivalente ao de uma treliça (Estêvão, 2012). A terceira fase inicia-se quando se der a rotura. Esta pode ocorrer pela alvenaria ou

pelo pórtico dependendo da resistência relativa. No caso de o painel de alvenaria possuir uma resistência elevada, a rotura pode ocorrer prematuramente nos pilares (Rodrigues, 2005).

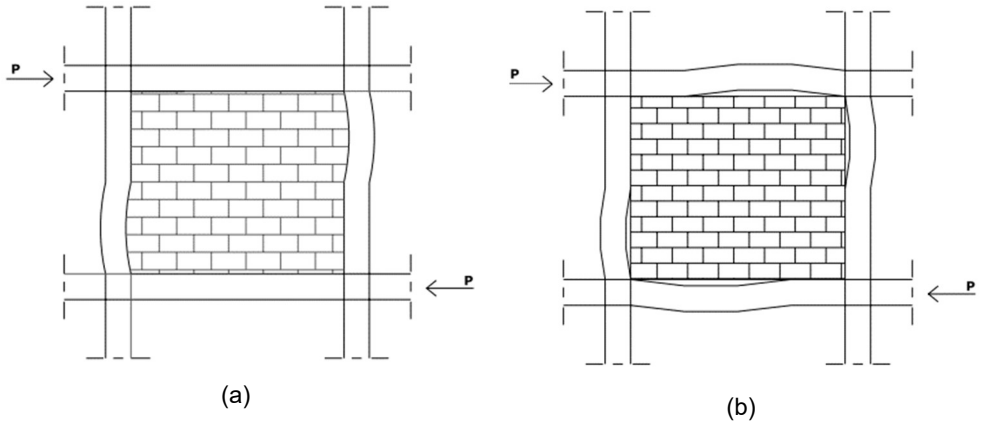


Figura 11 - Interação entre um pórtico e um painel de alvenaria sob ações horizontais. (a) Comportamento monolítico do conjunto e (b) Separação entre pórtico e o painel de alvenaria (Rodrigues, 2005)

O comportamento das paredes de alvenaria de enchimento pode ser associado a diversos grupos de mecanismos (Figura 12), dependendo dos valores relativos de resistência e rigidez das alvenarias e da estrutura envolvente de betão armado (ATC, 2000, Shing and Mehrabi, 2002 e Estêvão, 2012), ver Figura 12:

- Mecanismo de flexão pura (Mecanismo A) – Neste mecanismo, a estrutura de betão armado e as paredes de alvenaria de enchimento trabalham monoliticamente à flexão. Este mecanismo pode surgir para ações de fraca intensidade e raramente se desenvolve num mecanismo de colapso;
- Mecanismo com rotura horizontal a meio do painel (Mecanismo B) – Devido à resistência da argamassa ser menor do que a resistência das unidades de alvenaria, ocorrem deslizamentos relativos nas interfaces entre as unidades de alvenaria. Este tipo de mecanismo pode gerar roturas frágeis nos pilares adjacentes aos painéis de alvenaria;
- Mecanismo de fissura diagonal (Mecanismo C) – Devido às ações horizontais atuantes no pórtico, irão surgir elevados esforços de compressão na diagonal da parede de alvenaria originando trações na direção perpendicular, que, quando excedem a capacidade resistente do painel, originam o aparecimento de fissuras, com origem no centro do painel, paralelamente à diagonal de compressão. Com o incremento do deslocamento entre pisos, as fissuras serão prolongadas até aos cantos, podendo surgir uma fissura horizontal a unir as fissuras diagonais;
- Mecanismo com múltiplas fissuras horizontais (Mecanismo D) - ocorre quando a interface de ligação entre unidades de alvenaria é de fraca resistência. Os deslocamentos relativos que

surgem nas fissuras geram fricção, o que, por consequência, origina um aumento da capacidade de dissipação de energia (associada ao aumento do amortecimento de Coulomb). Desde que seja impedida a rotura frágil dos pilares de betão armado, este mecanismo é o mais dúctil. É mais vulgar este mecanismo ocorrer quando o comprimento do painel é bastante longo, por comparação com a altura, com baixa resistência das interfaces entre unidades de alvenaria;

- Mecanismo com eventual esmagamento dos cantos (Mecanismo E) – caracterizado pelo aparecimento de duas fissuras diagonais paralelas e pelo esmagamento dos cantos, devido às elevadas tensões existentes na diagonal comprimida. Em pórticos rígidos, o esmagamento dos cantos está localizado numa pequena região, enquanto em pórticos menos rígidos a zona de esmagamento é mais extensa, podendo-se propagar aos pilares adjacentes. Se os deslocamentos entre pisos aumentarem, o esmagamento dos cantos pode apresentar um tal agravamento que as unidades de alvenaria poderão cair totalmente. Quando tal acontece, o esmagamento pode ser propagado para o centro da viga e/ou pilar de betão armado.

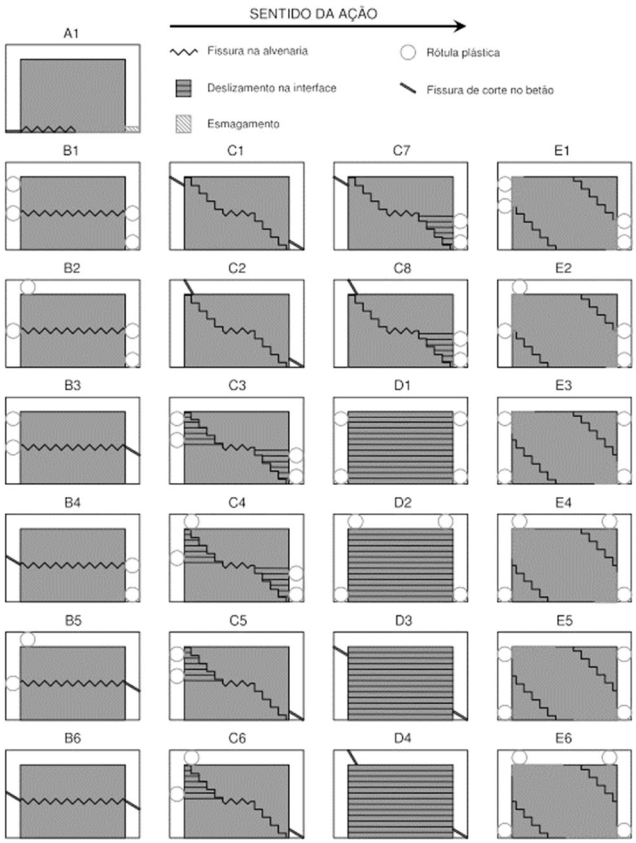


Figura 12 - Mecanismos de rotura típicos no plano (A E) em paredes da alvenaria de enchimento (*Shing and Mehrabi, 2002*) adaptado por (Estêvão, 2012)

2.2.2.2 Comportamento para fora-do-plano

O colapso para fora-do-plano das paredes de enchimento tem sido observado como um dos mais importantes e frequentes mecanismos de colapso, e simultaneamente mais grave, na medida que pode por em causa a segurança dos utilizadores dos edifícios e de quem se encontre na sua envolvente (Rodrigues, Furtado, Arêde, *et al.*, 2016). O colapso destes elementos pode ainda dar origem a pisos vazados e consequentemente ao possível mecanismo de *soft-storey*. Na Figura 13 podem ver-se fotos captadas em missões de reconhecimento pós-sismo em L´Aquila (Itália) e Ghorka (Nepal), ilustrando o colapso de paredes de enchimento quando sujeitas a solicitações para fora do seu plano.



(a) (b) (c)

Figura 13 - Colapso de paredes de enchimento quando sujeitas a solicitações para fora do seu plano: (a) e (b) Sismo L´Aquila em Itália e (c) Sismo de Ghorka no Nepal (Rodrigues, Furtado, Arêde, *et al.*, 2016)

Os fatores que mais contribuem para o colapso das paredes de enchimento para fora-do-plano, são:

- Esbelteza dos panos de alvenaria. Quanto maior é a esbelteza da parede, menor é a sua resistência à flexão. Por vezes as paredes possuem espessuras que não são as mais adequadas;
- Ausência de ligação entre a parede e o pórtico. Se não houver uma ligação adequada entre a parede e o pórtico não há possibilidade de se desenvolver o mecanismo de arco, típico de paredes ligadas em dois, três ou quatro bordos, que permite que a parede resista a ações perpendiculares ao plano com deformações consideráveis sem perda da estabilidade (Vasconcelos *et al.*, 2015), ver Figura 14 (b);
- Falta de confinamento do pano de parede de alvenaria, sem elementos de cintagem na zona de cunhais e mudança de direção (pilaretes), ver Figura 14 (c);
- Insuficiente largura de apoio nos elementos de BA (vigas, ou lajes), uma solução normalmente usada para corrigir pontes térmicas, (ver Figura 13 (a) e Figura 14 (a));

- Ausência de sistemas de grampeamento entre panos de parede. Os dois planos trabalham de forma independente e a elevada esbelteza traduz-se em roturas frágeis dos painéis, principalmente do pano exterior, ver Figura 13 (a);
- Rigidez reduzida dos elementos estruturais em consola (vigas, avançados);
- Fraca qualidade das argamassas e dos acabamentos, fomenta a formação de fendas com consequente degradação da ligação, implicando a rotação relativa da parede formando o mecanismo para fora-do-plano, tal como é percetível na Figura 14 (b).



(a) (b) (c)

Figura 14 – (a) Colapso do pano exterior da parede dupla; (b) Colapso da parede não confinada; (c) Colapso da parede de alvenaria não confinada, por falta de pilaretes em zonas de mudança de direção (R. Vicente *et al.*, 2010)

O modo de rotura de paredes de enchimento sujeito a forças para fora-do-plano é normalmente caracterizado por um processo de fendilhação nas juntas de argamassa, podendo estas fendas ser apenas horizontais na base ou a meia altura, ou nos casos mais gravosos numa configuração em X, ver Figura 15. À medida que as forças aumentam, os segmentos movem-se para fora-do-plano da parede, separando-se dos pilares e desenvolvendo arcos de flexão característicos, até ocorrer a rotura final do painel (Gomez, 2012). Devido às propriedades de anisotropia das paredes de alvenaria, o dano ocorre primeiro no sentido em que tem menos resistência à flexão, isto é, ocorrendo a flexão paralelamente às juntas horizontais (Martins, 2013).

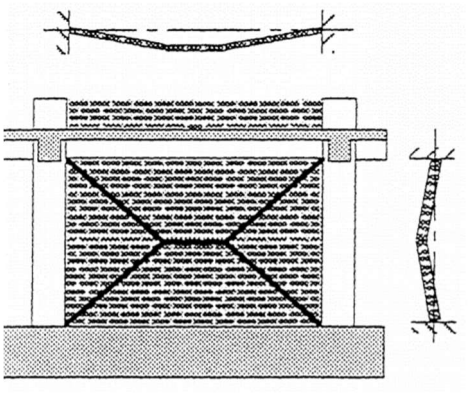


Figura 15 - Deformação e fendilhação típica de uma parede de enchimento sujeita a forças para fora do seu plano (Angel, 1994)

Como já referido anteriormente, as condições de apoio do painel de parede de enchimento no pórtico de BA, são determinantes na sua resistência às forças para fora-do-plano, influenciando o seu comportamento à flexão e o seu padrão de rotura. Quanto maior for a ligação da parede ao pórtico de BA, maior é a probabilidade de se formar o mecanismo de arco, aumentando assim a sua capacidade resistente à flexão. Pode reforçar-se a ligação através da implementação de conetores entre os painéis e o pórtico de betão armado, prevenindo a rotação do painel em relação ao pórtico e aumentando assim a rigidez e a resistência lateral (Martins, 2013). Na Figura 16, estão ilustrados padrões de fissuração para várias condições de apoio entre a parede de enchimento e o pórtico de BA.

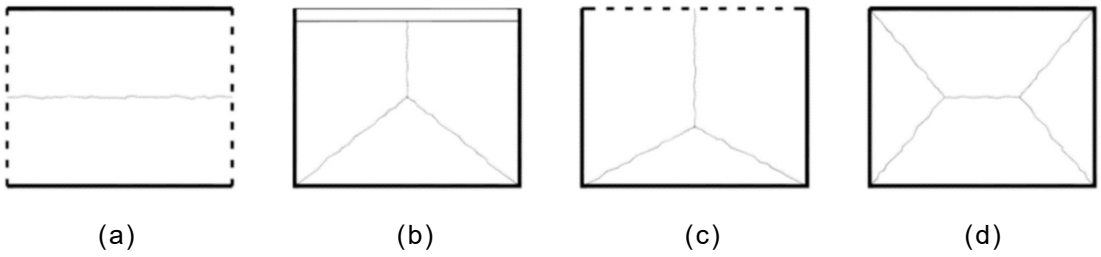


Figura 16 - Padrões de fissuração para várias condições de apoio entre a parede de enchimento e o pórtico de betão: (a) parede ligada na base e no topo, (b) parede ligada na base, nos bordos laterais e o topo preenchido com argamassa, (c) Ligada na base e lateralmente e (d) ligada nos quatro bordos (Pasca, Liberatore and Masiani, 2017)

2.3 REQUISITOS DE DESEMPENHO DAS PAREDES DE ENCHIMENTO

Os novos códigos e normas já incluem critérios para a consideração da influência dos painéis de alvenaria na resposta das estruturas face a ações sísmicas, nomeadamente o Eurocódigo 8 (IPQ,

2010), Eurocódigo 6 (IPQ, 2015), FEMA 310 (1998), FEMA-306 (1998), FEMA 307 (1998) e FEMA 358 .

2.3.1 EUROCÓDIGO 8

O EC8 (IPQ, 2010) inclui uma secção específica para o dimensionamento de estruturas de betão armado com painéis de alvenaria de enchimento, reforçando a ideia da importância da verificação da eventual distribuição irregular dos painéis, em planta e em altura (Varum *et al.*, 2011), ao invés do RSA ou o REBAP que não continham nenhuma referência a este tipo de elementos não estruturais.

O EC8 define medidas adicionais para o dimensionamento de estruturas porticadas com enchimento de alvenaria que se aplicam obrigatoriamente em estruturas de classe de resistência alta (DCH), e sem cariz de obrigatoriedade em estruturas de classe de ductilidade baixa (DCL) e média (DCM), mas recomenda sua adoção:

- Não deverá haver qualquer alteração dos painéis durante a fase de construção ou durante o seu período de vida, a não ser que seja corretamente justificada e verificada. Este princípio deve ser aplicado mesmo no caso em que as alterações induza o aumento da resistência estrutural;
- Poderão considerar-se os efeitos positivos das paredes de enchimento, considerando-as no cálculo estrutural ao sismo, desde que a análise e o dimensionamento desses painéis sejam efetuados de acordo com os critérios e regras indicadas na secção 9 do EC8, referente a alvenarias resistentes confinadas.
- Na análise do comportamento do edifício à ação sísmica, devem ser considerados os efeitos negativos da distribuição irregular das alvenarias de enchimento, tanto em planta, como em altura. Deverão evitar-se disposições em planta muito irregulares, assimétricas ou não uniformes. O EC8 define alguns critérios para a modelação do edifício, quando exista uma distribuição irregular em planta. Se houver irregularidades significativas em altura, devem ser aumentados os esforços sísmicos nos elementos verticais dos respetivos pisos, sendo necessário amplificar os esforços sísmicos aplicando um coeficiente de majoração;
- Devem ser tomados em conta eventuais efeitos locais desfavoráveis devido à interação entre as paredes de enchimento e a estrutura (por exemplo, rotura por esforço transverso dos pilares sob a ação do efeito da biela diagonal da parede) (ver secção 5 a 7 do EC8);

No sentido de limitar os danos nas paredes de enchimento, o EC8 refere que para as estruturas de todas as classes de ductilidade (exceto nos casos de baixa sismicidade), deverão tomar-se medidas

adequadas para evitar a rotura frágil e a desintegração prematura das paredes de enchimento (em particular dos painéis de alvenaria com aberturas ou constituídos por materiais friáveis), assim como o colapso parcial ou total para fora do seu plano dos painéis de alvenaria esbeltos. Deverá prestar-se especial atenção aos painéis de alvenaria com um coeficiente de esbelteza (relação entre o menor comprimento ou altura e a espessura) superior a 15.

Para melhorar a integridade e comportamento no plano e para fora dele das paredes de enchimento, o EC8 refere a aplicação de redes ligeiras no reboco, bem amarradas a pelo menos uma das faces da parede, a utilização de ligadores ao pórtico e armaduras de junta, ou a execução de cintas nas paredes fixas aos pilares e dispostas nas juntas de assentamento da alvenaria, ver Figura 17. No caso de existirem grandes aberturas ou furações nos painéis de alvenaria de enchimento, os seus bordos deverão ser cintados por lintéis e montantes (Lourenço *et al.*, 2011).

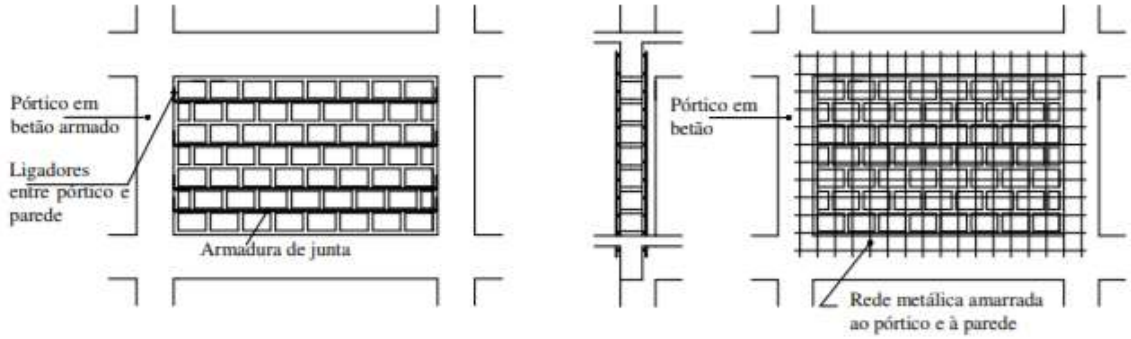


Figura 17 - Soluções para controlo de danos em paredes de enchimento sem aberturas: (a) alvenaria com armadura de junta e ligadores; (b) rede metálica ancorada à parede (Lourenço *et al.*, 2011)

O EC8 define deslocamentos máximos entre pisos para evitar danos nas paredes de enchimento, assim como as suas ligações, fixações ou amarrações deverão ser objeto de verificação de segurança ao colapso e limitação de danos perante a ação sísmica (Sousa *et al.*, 2016).

2.3.2 EUROCÓDIGO 6

O Eurocódigo 6 (IPQ, 2015) recomenda algumas regras de construção e conceção de alvenaria estrutural, incluindo algumas regras para alvenaria não estrutural. De seguida são referidas algumas dessas regras que podem ser aplicadas a paredes de alvenaria não estrutural (Sousa *et al.*, 2016):

- Nas paredes de alvenaria podem ser utilizadas armaduras nas juntas horizontais para aumentar a resistência ações laterais ou para controlo da fendilhação, contudo a sua

colocação nas juntas obedece a regras geométricas, ver Figura 18. A armadura a aplicar na junta para controlar a fendilhação ou melhorar a ductilidade da parede é no mínimo 0,03% da área da secção transversal bruta da parede.

- As paredes duplas com caixa de ar devem estar efetivamente ligadas. Estes ligadores (ver Figura 19) devem ser calculados de acordo com a secção 6.5 (4) do EC6. As paredes duplas com caixa de ar devem possuir no mínimo dois ligadores por m^2, igualmente espaçados.

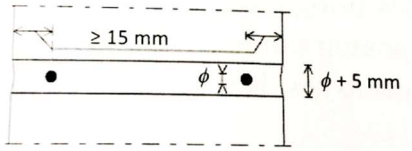


Figura 18 - Recobrimento mínimo das armaduras de junta (Sousa *et al.*, 2016)

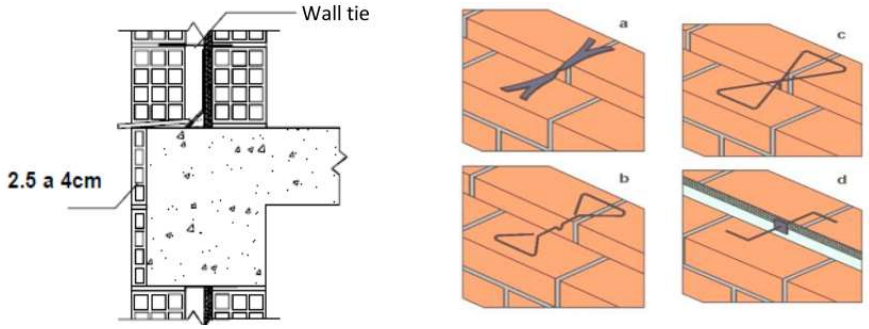


Figura 19 - Exemplos de ligadores para paredes de alvenaria com dois panos (Romeu Vicente *et al.*, 2010)

2.3.3 Códigos sísmicos Norte-Americanos

Os códigos e recomendações sísmicas publicados pela *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) dos Estados Unidos da América não constituem regulamentos sísmicos, de cariz obrigatório, mas um conjunto de recomendações. O número de documentos da FEMA, referentes à ação dos sismos, é muito significativo. Os problemas relacionados com os efeitos da existência das paredes de alvenaria de enchimento estão patentes em diversos documentos da FEMA (Estêvão, 2012).

O FEMA 310 (1998) no que se refere à consideração dos elementos não estruturais na avaliação de edifícios, define que os elementos não-estruturais, paredes divisórias, revestimentos e parapeitos, devem respeitar os critérios de conformidade de acordo com o zonamento sísmico (espaçamento e ancoragem) e o procedimento de avaliação deve ser baseada em forças e nos limites de *drift* (Romeu Vicente *et al.*, 2010).

FEMA 307 (1998) e FEMA-306 (1998) fornecem valores de referência dos *drifts* para edifícios de betão armado com painéis de alvenaria de enchimento. Os limites de drift propostos dependem do

tipo de alvenaria, vão desde 1,5% para alvenaria de tijolo e até 2,5% para alvenaria de blocos de betão não confinado. Nestes documentos estão também indicados valores de referência para o início da fissuração diagonal (*drift* de 0,25%) (Bell and Davidson, 2001).

O FEMA-306 (1998), é um manual de procedimentos visando a avaliação/caracterização dos danos na estrutura e/ou paredes de enchimento após a ocorrência de um sismo, incluindo ainda recomendações de soluções de reparação de acordo com os danos. Este manual revela-se útil no desenvolvimento de estratégias de reparação e na redação de relatórios de sinistros (p.e. para as seguradoras).

O FEMA 356 (ASCE, 2000) é um documento que estabelece procedimentos a adotar na avaliação do comportamento sísmico de edifícios existentes, incluindo a influência das alvenarias de enchimento. Nesse documento são apresentados macro modelos de escoras diagonais equivalentes (Estêvão, 2012).

2.4 MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

Após a observação de alguns danos severos e colapsos de estruturas de BA associados a mecanismos induzidos pela presença das alvenarias de enchimento, tornou-se clara a necessidade de contabilizar os fenómenos de interação entre paredes de alvenaria de enchimento e estruturas de BA no comportamento estrutural sísmico, tanto para edifícios novos como para edifícios existentes. Neste sentido, a comunidade científica tem realizado inúmeros estudos numéricos e experimentais com o objetivo de definir métodos de análise capazes de explicar a contribuição do enchimento e modelar o comportamento do painel.

De acordo com diferentes estudos experimentais, estruturas de BA preenchidos com paredes de alvenaria de enchimento exibem um comportamento frágil altamente não linear e os fatores que mais contribuem para este comportamento surgem da não linearidade do material. Esses fatores podem resumir-se da seguinte forma (Crisafulli, Carr and Park, 2000):

- Painel de enchimento: fissuração e esmagamento da parede, degradação da rigidez e da capacidade resistente;
- Pórtico envolvente: fissuração do betão, cedência das armaduras, deslizamentos locais da armadura;
- Interface painel-pórtico: degradação do mecanismo de aderência-atrito, variação do comprimento de contacto.

Quando a estrutura de BA é capaz de resistir a grandes deslocamentos horizontais, podem ainda surgir problemas de não linearidade geométrica nas alvenarias de enchimento. Os efeitos de não linearidade mencionados anteriormente, introduzem análises computacionais complexas que requerem o uso de técnicas computacionais sofisticadas. Estes factos complicam a análise de estruturas com paredes de enchimento e representam uma das razões que podem explicam o porquê de os painéis de enchimento tenham vindo a ser considerados como elementos não estruturais, apesar da sua grande influência na resposta global da estrutura.

A modelação numérica destes painéis de alvenaria pode ser obtida por métodos simplificados através de bielas de diagonais equivalentes, mas também através de métodos mais complexos, como a modelação em elementos finitos. A modelação das paredes de alvenaria pode ser classificada em três grupos: micro-modelação, meso-modelação e macro-modelação. A classificação faz-se de acordo com o nível de precisão do modelo e a representação dos materiais e das interações entre os mesmos.

Nos modelos micro contínuos as unidades de alvenaria (tijolos, blocos, etc) e as juntas de argamassa são representados como elementos contínuos, enquanto a interface entre o tijolo e a argamassa é representado por elementos de contacto/interface. O comportamento destes elementos é definido pelas relações não lineares de tensões e deformações (Furtado e Silva, 2018). Embora os micro-modelos produzam bons resultados, quando se pretende modelar um edifício de vários andares, o processo torna-se muito complexo, uma vez que a introdução de dados é muito morosa e o cálculo é muito exigente do ponto de vista computacional. Desta forma, os micro-modelos assumem maior interesse quando se pretende estudar fenómenos locais.

Na micro-modelação simplificada ou meso-modulação as unidades de alvenaria são modeladas como elementos contínuos, enquanto as juntas de argamassa e a interface entre a unidade de alvenaria e a argamassa são modeladas em conjunto como um único elemento de interface. A meso-modelação apresenta menos detalhe relativamente à micro modelação, mas uma rapidez de cálculo estrutural superior.

Os macro-modelos são mais simplificados e permitem uma representação global do comportamento do painel de alvenaria e da sua influência na resposta estrutural dos edifícios. Neste tipo de modelação as unidades, a argamassa e a interface são considerados um único elemento contínuo em que apenas é necessária uma lei constitutiva global.

De todos os macro-modelos propostos, o mais utilizado é o modelo da biela diagonal equivalente, que consiste na substituição das paredes de alvenaria de enchimento por bielas diagonais comprimidas, uma em cada direção. Estas bielas deverão ter as características mecânicas e geométricas que melhor reproduzam o comportamento da parede e do conjunto (Rodrigues, 2005).

O modelo da biela diagonal equivalente é considerado hoje em dia uma prática padrão e, embora seja uma técnica simples e eficaz, baseia-se em muitas variáveis desconhecidas e, portanto, precisam de calibração caso a caso. Essas variáveis incluem a largura da biela, o comprimento de contacto entre o painel de enchimento e a estrutura e a alteração na largura da biela devido à fissuração.

O modelo da biela diagonal é adequado apenas na modelação em que a rotura do painel de alvenaria de enchimento é a fissura diagonal com esmagamento dos cantos, sendo não adequado para os outros tipos de rotura. Crisafulli, (1997), realizou um estudo paramétrico de elementos finitos concluindo que o método das escoras não é capaz de descrever os efeitos locais que ocorrem no pórtico envolvente. Isto é ainda confirmado pela extensa revisão das abordagens de micro modelagem e macro modelagem conduzida por Francisco J. Crisafulli, Carr, & Park, (2000).

2.4.1 ESCORA DIAGONAL SIMPLES

Polyakov, (1956) sugeriu pela primeira vez que as paredes de alvenaria de enchimento submetidas a ações laterais poderiam ser representadas por uma escora diagonal com propriedades equivalentes (ver Figura 20). A ideia baseou-se na observação do comportamento de alvenarias de enchimento quando o pórtico sofre um deslocamento horizontal moderado, em que a parede se separa do pórtico envolvente, desenvolvendo-se um caminho diagonal de compressão ao longo de dois cantos opostos da parede. Mais tarde Holmes, (1961) partindo desta ideia, propôs que a escora diagonal equivalente deveria ter uma espessura igual à espessura do painel e uma largura igual a um terço do seu comprimento. Um ano mais tarde, Stafford Smith, (1962), iniciou uma série de ensaios, em pórticos metálicos preenchidos com paredes de enchimento, para investigar com mais precisão a largura da escora equivalente chegando a uma relação w/d que poderia variar entre 0.10 até 0.25. Sendo Stafford Smith um dos investigadores mais ativos do modelo da escora equivalente, ele e os seus associados (Stafford Smith and Carter, 1969), com base em dados experimentais adicionais, relacionou a largura da escora equivalente com o comprimento de contacto entre o enchimento e os pilares usando uma equação analítica que relaciona esse comprimento de contacto com a rigidez relativa da parede e dos pilares do pórtico. O comprimento de contacto, z, é determinado por:

$$\frac{z}{h} = \frac{\pi}{2\lambda h} \tag{2.1}$$

em que:

h – Distância entre eixos das vigas do pórtico;

λh– Parâmetro adimensional que exprime a relação de rigidez entre o pórtico e a parede.

O valor de λ pode ser calculado a partir da seguinte expressão:

$$\lambda = h \cdot \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4EIh_w}} \tag{2.2}$$

onde:

h – Distância entre o eixo da viga superior e inferior do pórtico;

E_w– Módulo de elasticidade do painel de alvenaria;

t_w – Espessura da parede de alvenaria;

EI– Módulo de flexão dos pilares;

h_w – Altura da parede de alvenaria;

θ– Ângulo entre a escora equivalente e a horizontal, que pode ser calculado com a seguinte expressão:

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{L_w}\right) \tag{2.3}$$

em que:

L_w – Largura do painel de parede.

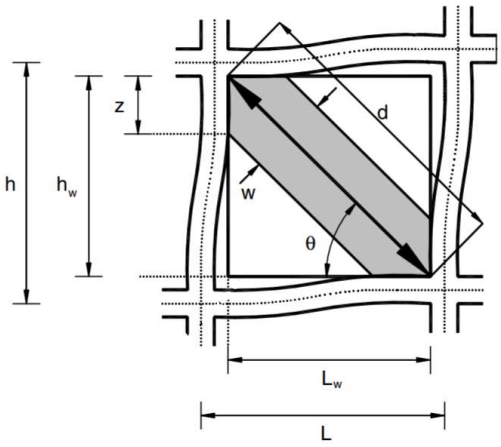


Figura 20 - Biela diagonal equivalente (Asteris *et al.*, 2011)

Posteriormente, muitos investigadores, baseados em diferentes trabalhos analíticos, numéricas e experimentais, continuaram a estudar a largura da biela considerando outras características (como por exemplo o parâmetro da rigidez relativa, o estado fissurado ou não fissurado do painel, entre outros) para controlar a rigidez e a resistência da alvenaria. A rigidez é expressa em função da largura da escora, enquanto que a capacidade máxima é relacionada com o modo de rotura pré-definido

(Mohammad Noh *et al.*, 2017). As expressões obtidas, pelos vários investigadores, para o cálculo da largura da escora são muito diferentes. Segundo Amato *et al.*, (2009), essa discrepância deve-se ao facto do efeito de rigidez da parede de enchimento depender de muitos parâmetros, uns que são considerados nos modelos em estudo (características mecânicas da parede de enchimento, a relação de rigidez entre a parede e o pórtico) e outros que embora o efeito seja reconhecido pela comunidade científica, não foram contabilizados nos modelos estudados: rigidez axial dos pilares do pórtico, carga vertical que ocorre após a construção das paredes de enchimento e a deformação transversal dos materiais que constituem as paredes de enchimento.

Amato *et al.*, (2009), introduziu um novo modelo de escora equivalente, validado através de dados experimentais, onde a largura da escora tem em conta o efeito das cargas verticais, a influência coeficiente de Poisson das paredes de enchimento e a contribuição da deformação axial dos pilares para a rigidez lateral global.

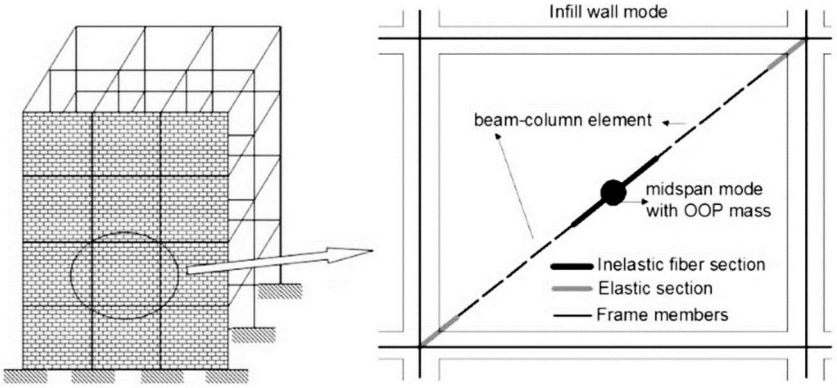


Figura 21 – Modelo desenvolvido por Kadysiewski and Mosalam, (2009) para modelar paredes de enchimento. Figura adotada de Nicola *et al.*, (2015)

Kadysiewski and Mosalam, (2009), desenvolveram um modelo que combina os efeitos no plano e fora-do-plano para análises dinâmicas não lineares, ver Figura 21. A parede é substituída por um único membro diagonal que é composto por dois elementos viga-coluna unidos num nó central. Para considerar as forças de inércia para fora-do-plano é colocada uma massa concentrada na direção perpendicular ao plano da parede. Os elementos viga-coluna da biela equivalente têm um comportamento inelástico concentrado junto ao nó, num comprimento total igual a $1/10$ do comprimento da biela e junto aos cantos são atribuídas secções elásticas com baixo momento de inércia. Kadysiewski and Mosalam, (2009), concluiu que o modelo desenvolvido reproduz a rigidez elástica da parede de enchimento e as forças de reação do pórtico envolvente e captura com precisão as propriedades da parede de enchimento na direção do plano e perpendicular ao plano.

Na Tabela 1 está apresentado um quadro resumo das expressões propostas para o cálculo da largura da escora equivalente (Tarque *et al.*, 2015).

Tabela 1- Resumo de expressões propostas para o cálculo da largura da escora equivalente, w. (adaptado de Tarque et al., (2015))

Autor (ano)	**Equação**	**Observação**
Homes (1961)	$w/d = 1/3$	$\lambda < 2$
Stafford Smith (1967)	$0.10 < w/d < 0.25$	
Mainstone (1971)	$w/d < 0.16\lambda^{-0.3}$	λ calculado segundo a equação (??.2)
Mainstone (1974)	$w/d < 0.17\lambda^{-0.4}$	adotado por FEMA-274 (1997), FEMA-306 (1998)
Bazan Meli (1980)	$w = (0.35 + 0.022\beta)h_w$	$0.9 \leq \beta \leq 11, com\ \beta = \frac{E_c A_c}{G_w A_w}$
Hendry (1981)	$w = \frac{1}{2}\sqrt{z_b^2 + z_c^2}$	$z_b = \frac{\pi}{2\lambda_b}\ , com\ \lambda_b = \left[\frac{E_w t \sin 2\theta}{4E_b I_b h_w}\right]^{1/4}$ $z_c = \frac{\pi}{2\lambda_c}\ , com\ \lambda_c = \left[\frac{E_w t \sin 2\theta}{4E_c I_c h_w}\right]^{1/4}$
Tassios (1984)	$w/d = 0.20\beta \sin\theta$	$1 \leq \beta \leq 5$
Liauw & Kwan (1984)	$w/d = \frac{0.95 \sin 2\theta}{2\sqrt{\lambda}}$	$25° \leq \theta \leq 50°$
Decanini & Fantin (1987) para paredes fissuradas	$w/d = 0.085 + \frac{0.748}{\lambda}$ $w/d = 0.130 + \frac{0.393}{\lambda}$	$\lambda \leq 7.85$ $\lambda > 7.85$
Decanini & Fantin (1987) para paredes não fissuradas	$w/d = 0.010 + \frac{0.707}{\lambda}$ $w/d = 0.040 + \frac{0.470}{\lambda}$	$\lambda \leq 7.85$ $\lambda > 7.85$
Durrani & Luo (1994)	$w/d = \gamma \sin 2\theta$	$\gamma = 0.32\sqrt{\sin 2\theta}\left(\frac{h^4 E_w t}{m E_c I_c h_w}\right)^{-0.1}$ $m = 6\left(1 + \frac{6E_b I_b h}{\pi E_c I_c L}\right)$
Flanagan & Bennet (1999)	$w = \frac{\pi}{C\lambda \cos\theta}$	C é um valor empírico que depende do deslocamento ente pisos no plano
Cavaleri *et al.* (2005) Amato *et al.* (2008)	$w = \frac{k}{z}\frac{c}{(\lambda^*)^\beta}$	c e β são coeficientes que têm em conta o coeficiente de poisson, k tem em conta a carga vertical e z é um parâmetro geométrico, ver Amato *et al.*,(2009)

2.4.2 BIELA DIAGONAL MODIFICADA

O modelo da biela equivalente, pode ser usado para representar o comportamento das paredes de enchimento sujeitas a cargas laterais no comportamento global da estrutura. No entanto, este modelo não pode ser usado para modelar e descrever em detalhe o comportamento complexo da interação do painel com o pórtico de BA, quando sujeito a cargas cíclicas. Vários estudos demonstram que a modelação da parede com uma única escora diagonal em cada direção não é capaz de capturar adequadamente os momentos fletores e o esforço transverso no pórtico envolvente de BA (Mohammad Noh *et al.*, 2017). Em resposta a estas limitações, o modelo da escora diagonal equivalente única foi melhorado com a introdução de várias escoras. No entanto, o uso de diferentes configurações de escoras pode levar a um resultado diferente na resposta dos pórticos preenchidos.

Thiruvengadam, (1985) propôs um modelo multi-escoras para simular os efeitos da parede de alvenaria, ver Figura 22 (a). Este modelo consiste numa estrutura composta por um grande número de bielas dispostas verticalmente e diagonalmente. As bielas diagonais modelam a rigidez axial e transversal das paredes de enchimento e as bielas verticais contabilizam a rigidez vertical. O objetivo deste estudo foi a avaliação realista das frequências naturais e dos modos de vibração da estrutura em regime linear. A área de cada biela equivalente é calculada de acordo com as características geométricas de cada sub-painel e de acordo com a seguinte expressão:

$$A_d = \frac{a^2 t}{4b(1+v)\cos^3\theta} \tag{2.4}$$

Onde, A_d é a área da secção transversal da biela, a é o comprimento do sub-painel, b é a altura do sub-painel, té a espessura da parede de alvenaria, v é o coeficiente de Poisson e θ é o ângulo que relaciona a e b.

Chrysostomou, Gergely and Abel, (2002), propôs um modelo em que cada painel seria modelado com seis escoras oblíquas, três escoras em cada direção, sendo as suas extremidades localizadas em pontos críticos ao longo do pórtico. A localização desses pontos é especificada pelo parâmetro α, que está associado à localização onde será possível a formação de rótulas plásticas (ver Figura 22 (b)). Valores teóricos para o cálculo do parâmetro α, podem ser encontrados em (Liauw and Kwan, 1983) e (Liauw and Kwan, 1984).

El-Dakhakhni, Elgaaly and Hamid, (2003), propôs a substituição do painel de enchimento por três escoras, uma escora diagonal concêntrica e as outras escoras diagonais dispostas paralelamente a intersetar o pórtico, onde o comprimento do contacto tem em conta o momento plástico nos nós, ver

Figura 22 (c). A área da escora equivalente, A, depende do comprimento de contacto da coluna, α_c, e de parâmetros geométricos da parede de enchimento e pode ser calculada com a seguinte expressão:

$$A = \frac{(1-\alpha_c)\alpha_c h t}{\cos\theta} \tag{2.5}$$

A área da secção da escora central é $A/2$, e a área das outras escoras diagonais é $A/4$. Este modelo tem em conta o comportamento ortotrópico da parede de enchimento e é capaz de prever a rigidez lateral até à rotura e a capacidade de carga máxima do painel de parede.

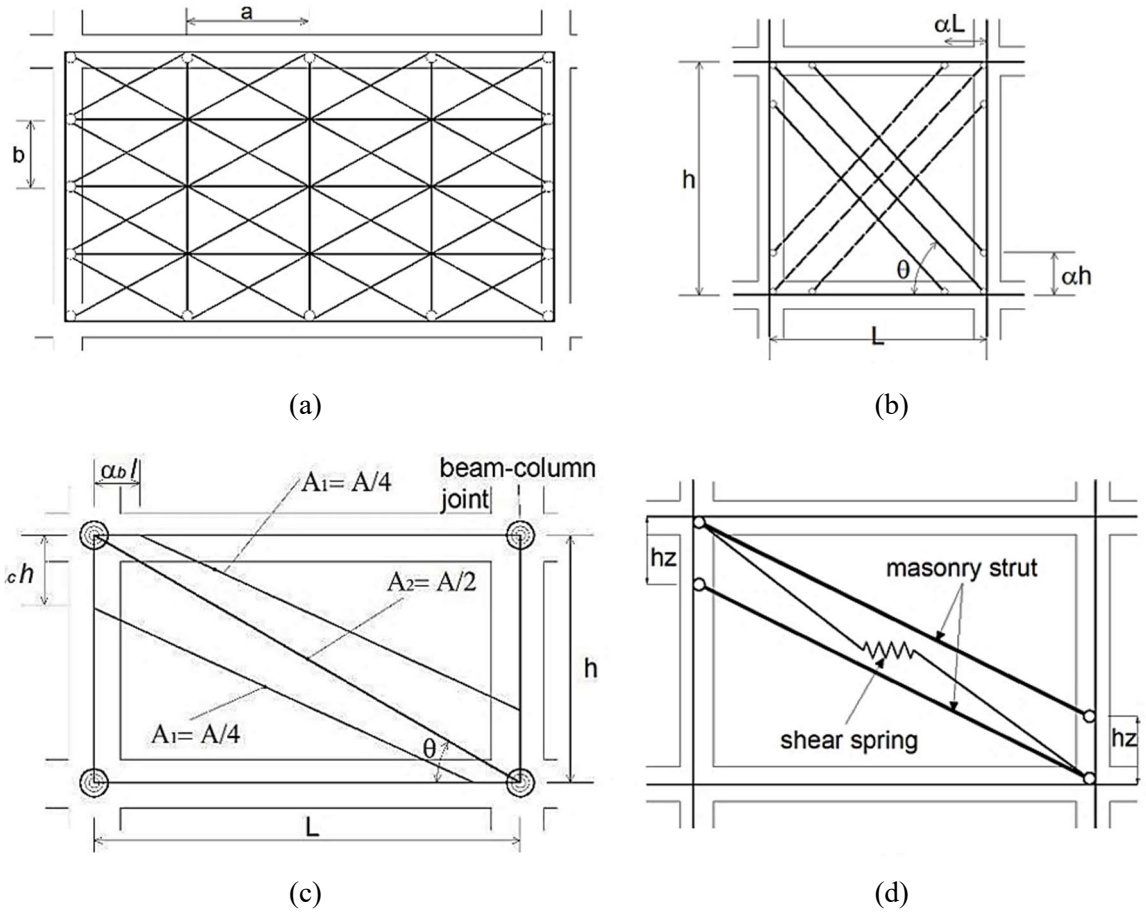


Figura 22 – Modelos multi-escoras para painéis de enchimento (adotado de Nicola *et al.*, (2015)):
(a) Thiruvengadam, (1985); (b) Chrysostomou, Gergely and Abel, (2002);
(c) El-Dakhakhni, Elgaaly and Hamid, (2003) e (d) (Crisafulli and Carr, 2007)

Crisafulli and Carr, (2007), propuseram um modelo baseado num elemento de quatro nós. O modelo é constituído por duas bielas diagonais paralelas que traduz o comportamento da parede de alvenaria à compressão e uma mola na região central que traduz o comportamento da parede ao corte nas duas direções, ver Figura 22 (d). Assim, este modelo considera separadamente o comportamento da parede de alvenaria à compressão e o comportamento ao corte ao longo das juntas de argamassa. Este

modelo permite considerar adequadamente a rigidez lateral e a resistência do painel de alvenaria, principalmente quando se espera uma rotura por corte ao longo das juntas de argamassa ou uma rotura por compressão diagonal. Este modelo não é capaz de prever corretamente o momento fletor e as forças de corte no pórtico envolvente (Asteris *et al.*, 2011).

Rodrigues, Varum and Costa, (2010) desenvolveram um modelo não linear histerético, que representa o comportamento de painéis de enchimento sujeitos a cargas cíclicas. O modelo considera quatro bielas rígidas com comportamento elástico linear e um elemento central que pretende representar o comportamento não linear do painel, ver Figura 23 (a). Desta forma, o modelo proposto consegue simular a interação dos elementos que representam o painel de parede nos dois sentidos.

Com base no modelo anterior, Furtado *et al.*, (2016), propõe um macro-modelo capaz de considerar o comportamento para fora-do-plano do painel de alvenaria e a correspondente interação no plano e para fora-do-plano quando sujeito a ações sísmicas, ver Figura 23.

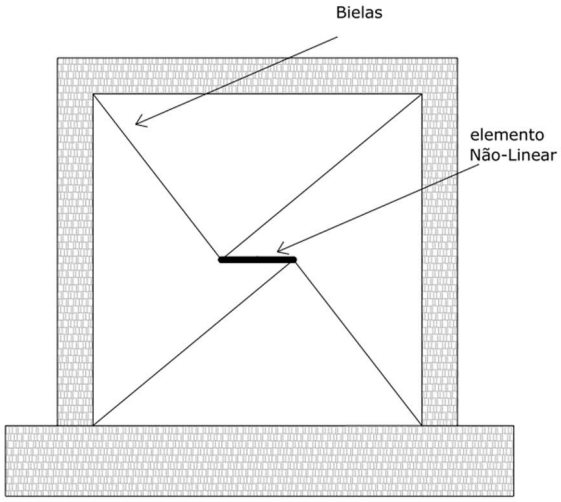


Figura 23 - Macro-modelo proposto para alvenaria (Rodrigues, Varum and Costa, 2010)

2.4.3 COMPORTAMENTO HISTERÉTICO DA ESCORA DIAGONAL

Para realizar análises não-lineares de estruturas de BA preenchidas com painéis de alvenaria, são necessários modelos constitutivos fiáveis para descrever o comportamento da escora equivalente. Numerosos modelos histeréticos constitutivos ou relações semi-empíricas têm sido propostos, baseados principalmente em estudos paramétricos experimentais. Os modelos histeréticos propostos especificamente para modelar as escoras equivalentes são caracterizadas por três parâmetros principais: i) a rigidez inicial; ii) a força e iii) o comportamento pós-pico do painel à compressão.

Diversas relações foram propostas para o modelo de escoras equivalentes. Por exemplo Klingner and Bertero, (1978) propuseram um modelo histerético baseado em ensaios dinâmicos de um pórtico preenchido com painéis de alvenaria. Como se pode observar na Figura 24, o modelo constitutivo é apresentado em termos de relação força-deslocamento (axial), onde no carregamento, o comportamento se assume linear com rigidez igual à rigidez inicial e na descarga é considerado o efeito da degradação exponencial da rigidez.

Crisafulli and Carr, (2007) propuseram um modelo cíclico que tem em conta a resposta não linear da alvenaria à compressão, tração e corte (Figura 22 (d) e Figura 25). Na Figura 25 (b) está representada a resposta histerética da mola, que é modelada seguindo uma regra elástico-plástica com resistência ao corte variável.

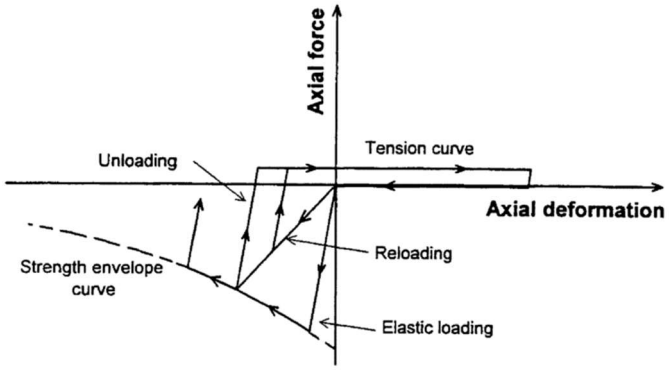
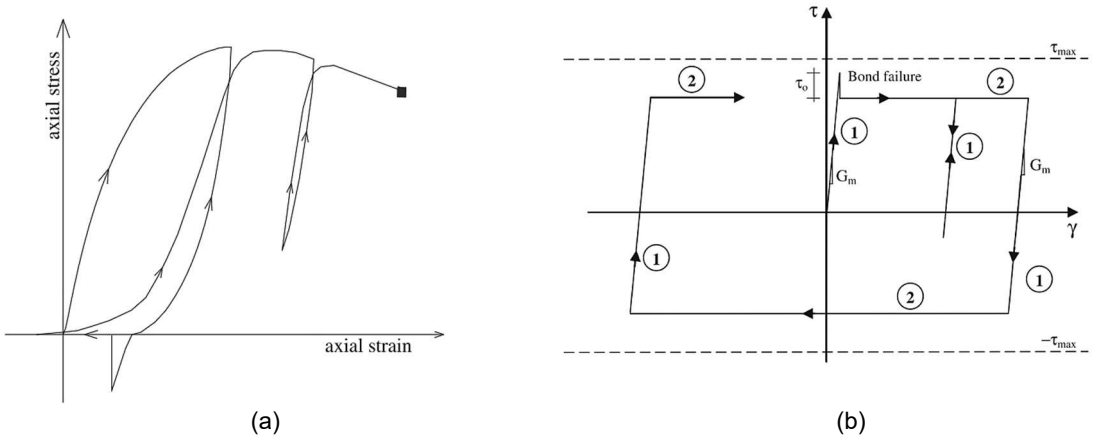


Figura 24 - Comportamento histerético do modelo de escora equivalente proposto por: Klingner and Bertero, (1978)



(a) (b)

Figura 25 - Comportamento histerético do modelo de escora equivalente proposto por Crisafulli and Carr, (2007): a) compressão/tração e b) resposta cíclica ao corte (adaptado de Hemchandra, (2017))

Rodrigues, Varum and Costa, (2010), desenvolveram um modelo histerético capaz de representar a influência dos painéis de alvenaria em estruturas de BA sujeitos a um carregamento cíclico. O modelo

é capaz de reproduzir a degradação da rigidez com a deformação, a degradação da rigidez após a inversão do carregamento, a degradação de resistência e o efeito de aperto. Este modelo histerético é capaz de reproduzir um comportamento distinto nos dois sentidos, permitindo ter em conta assimetrias na geometria do painel, aberturas, ligações do painel de alvenaria à estrutura e a influência do dano numa direção sobre a outra.

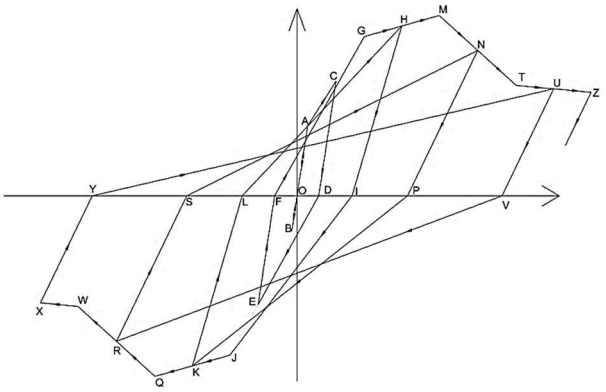


Figura 26 - Regras de histerese do modelo implementado por Rodrigues, (2005)

3

CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DA ALVENARIA

O capítulo três apresenta a caracterização mecânica de muretes de alvenaria de enchimento de blocos termoacústicos, obtidos a partir de ensaios experimentais e de acordo com as normas vigentes. Neste capítulo são apresentados e analisados os seguintes ensaios: caracterização mecânica das argamassas de assentamento (apenas dos muretes de argamassa referentes aos muretes ensaiados); caracterização mecânica das unidades de alvenaria; caracterização da resistência dos muretes à compressão simples; caracterização da resistência à tração dos muretes por compressão diagonal; e a caracterização da resistência à flexão segundo um plano paralelo às juntas de assentamento e segundo um plano perpendicular às juntas de assentamento.

3.1 INTRODUÇÃO

O conhecimento das propriedades mecânicas das alvenarias é muito importante, nomeadamente para avaliar a vulnerabilidade sísmica dos edifícios existentes de betão armado. A formulação de métodos numéricos capazes de descrever o comportamento mecânico das alvenarias é e tem sido uma questão objeto de grande desenvolvimento. 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. Efetivamente, os resultados experimentais são fundamentais para caracterizar as unidades e a argamassa como elementos separados, mas também a alvenaria através de amostras onde ambos os elementos e suas interações são levados em conta (Sousa, Sousa and Guedes, 2013). 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 alvenarias de enchimento com blocos termoacústicos de betão leve de furação vertical, foram realizados os seguintes ensaios (ver

Tabela 2): i) dez ensaios de compressão simples, quatro com carregamento na direção perpendicular às juntas horizontais e seis com carregamento na direção paralela às juntas horizontais; ii) cinco ensaios de tração por compressão diagonal; e iii) doze ensaios de flexão, seis com carregamento paralelo às juntas horizontais de assentamento e outros seis com carregamento aplicado perpendicularmente às juntas horizontais de assentamento. Foram ainda realizados ensaios de compressão das unidades de alvenaria e ensaios de compressão e flexão da argamassa de assentamento.

Tabela 2 – Quantidade de muretes construídos e as suas dimensões

Ensaio	Quantidade de muretes	Dimensões ($mm \times mm \times mm$)		
		Comprimento	Altura	largura
Compressão Simples na direção perpendicular às juntas horizontais	4	600	1000	315
Compressão Simples na direção paralela às juntas horizontais	6	780	845	315
Tração por compressão diagonal	5	1200	1200	315
Flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais	6	800	1400	315
Flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais	6	1200	800	315

3.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO

Nesta secção apresenta-se a caracterização da argamassa de assentamento das alvenarias à compressão. Na determinação da resistência à compressão, seguiram-se os procedimentos definidos na Norma Portuguesa EN 1015-11, (1999).

Na construção dos muretes utilizou-se uma argamassa industrial pré-doseada do tipo Argamassa M10. Esta é uma argamassa formulada a partir de ligantes hidráulicos, agregados calcários e silicioso e adições, destinada à execução de elementos de alvenaria.



Figura 27 – Provete pronto a ser ensaiado à compressão

3.2.1 PROVETES E AMOSTRAGEM

Durante a construção dos muretes de alvenaria, recolheram-se amostras de argamassa de acordo com a norma. Para cada tipologia de muretes de alvenaria, preencheram-se três moldes prismáticos com dimensões normalizadas de 40x40x160 mm^3, correspondendo ao número mínimo de provetes exigido para cada amostra, ver Figura 28. Os provetes de argamassa a ensaiar à compressão têm uma dimensão aproximadamente igual a 40x40x80 mm^2.

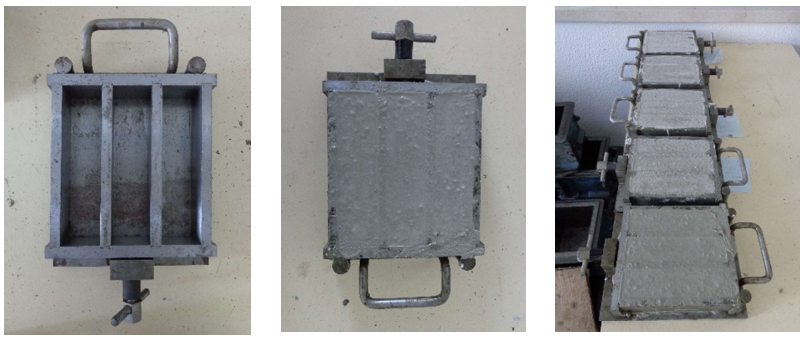


Figura 28 - Produção dos provetes de argamassa a ensaiar

3.2.2 MÉTODOS E ENSAIO

No ensaio à compressão os provetes foram colocados na máquina de ensaio, que aplicou uma carga sobre cada provete a uma velocidade de 50N/s, numa área igual a 40x40 mm^2, até se dar a rotura (ver Figura 29). A força máxima atingida na rotura dos provetes foi registada.

É importante referir que os ensaios de compressão das argamassas são realizados na mesma altura do ensaio dos muretes de alvenaria correspondentes.



Figura 29 – Provetes de argamassa ensaiados à compressão

3.2.3 RESULTADOS

A resistência à compressão dos provetes de argamassa, f_c, foram calculados com a equação:

$$f_c = \frac{F}{A} \quad [N/mm^2] \tag{3.1}$$

em que:

F – Força aplicada na rotura à compressão [N];

A – Área de aplicação da carga [mm^2]

Tabela 3 - Características das argamassas usadas nos provetes para ensaio à compressão

Proveniência da argamassa		**Provetes**	$F_{compressão}$ **[kN]**	f_c **[MPa]**
Ensaio de resistência à compressão dos muretes		AC1	9.35	5.84
			9.89	6.18
		AC2	9.51	5.94
			10.46	6.54
		AC3	10.15	6.34
			9.81	6.13
	Média		9.86	6.16
	Desvio padrão		0.37	0.23
	C.V [%]		3.77	3.80

3.3 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DAS UNIDADES DE ALVENARIA

A caracterização mecânica das unidades de alvenaria concentrou-se, pela sua importância no comportamento da alvenaria, na caracterização à compressão simples para determinação da sua resistência à compressão e módulo de elasticidade.

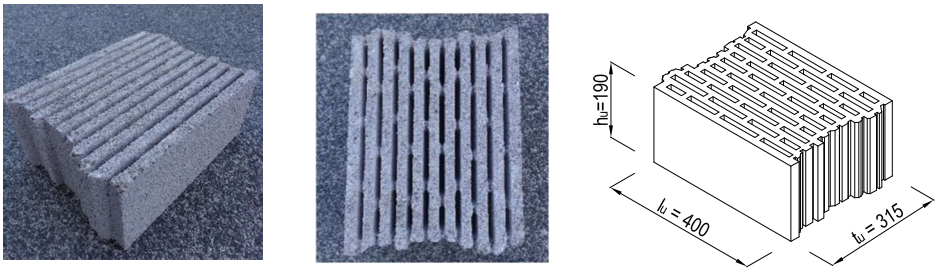
Os blocos foram preparados e ensaiados de acordo com a norma NP EN 772-1, (2002). Com a realização deste ensaio, pretendeu-se determinar a resistência à compressão, f_i, e o módulo de elasticidade, E, das unidades dos blocos de betão leve.

O ensaio consiste na aplicação de uma força a uma velocidade constante até à rotura do bloco. Com o valor registado da força máxima de rotura a dividir pela área do provete que está sujeita à carga, obtém-se a resistência à compressão individual para cada provete. Com estes valores é possível determinar a resistência média à compressão, f, e de acordo com a NP EN 772-1, (2002), calcular a resistência à compressão normalizada, f_b.

O equipamento utilizado durante o ensaio, permitiu registar continuamente os valores de carga aplicados e as deformações sofridas pelo bloco em dois pontos, permitindo calcular o módulo de elasticidade dos provetes, assim como, as curvas de resposta tensão- extensão à compressão simples na direção paralela à aplicação da carga.

3.3.1 FORMA E GEOMETRIA DOS PROVETES

Foram ensaiados seis provetes, que segundo a NP EN 771-3, (2012), é o número mínimo para este tipo de ensaios. Os seis blocos retiraram-se aleatoriamente do lote utilizado na construção dos muretes de alvenaria. As dimensões nominais dos blocos eram $400 \times 310 \times 190\ mm^3$, que corresponde, respetivamente, ao comprimento, espessura e altura (ver Figura 30). Na Tabela 4, estão resumidas as propriedades geométricas dos blocos.



(a) (b) (c)

Figura 30 - Bloco de betão leve: (a) foto em perspetiva, (b) vista em planta e (c) dimensões do bloco em mm

Tabela 4 - Propriedades geométricas dos blocos sem a regularização das superfícies

Blocos de betão Leve		
Dimensões nominais	Comprimento, l_u (mm)	400
	Largura, t_u (mm)	315
	Altura, h_u (mm)	190
	Área total (mm^2)	120222
	Área de vazios (mm^2)	36356
	% furação	30 %
	n	70%

As superfícies dos blocos foram preparadas de acordo com a norma NP EN 772-1, (2002), removeram-se todos os sulcos e reentrâncias resultantes do fabrico dos blocos, humedeceram-se as faces devido à elevada capacidade de absorção e regularizaram-se as superfícies com argamassa, de acordo com a sua aplicação prevista em obra e satisfazendo critérios de paralelismo e planeza, ver Figura 31.



(a) (b) (c) (d)

Figura 31 - Etapas de regularização da superfície dos blocos de betão: (a) desenho na película de acetato, das zonas a colocar a argamassa; (b) argamassa de regularização; (c) bloco sobre argamassa de regularização e (d) bloco com as duas faces regularizadas

3.3.2 Esquema de ensaio e instrumentação

Foram realizados ensaios à compressão de seis blocos e ainda um bloco sem qualquer camada de regularização. Na Figura 32 apresenta-se o esquema de ensaio à compressão simples dos blocos de betão.



Figura 32 - Foto do esquema de ensaio de caracterização mecânica à compressão simples de unidades de alvenaria

Para a realização do ensaio foram necessários os seguintes equipamentos:

- Atuador hidráulico da marca Servosis, modelo CH4-100/C300 com capacidade de 1000 kN e 300 mm de curso, estando incorporada uma célula de carga da marca Servosis, modelo PCI-200 com capacidade de 200 Ton;
- Dois perfis UPN 300;
- Dois transdutores de deslocamentos (LVDT´s) da marca TML, modelo CDP-50, com curso de 50 mm e sensibilidade $50 \times 10^{-6}\ /mm$;
- Equipamento de aquisição de dados e controlo do atuador hidráulico, composto por um data logger TML TDS-303 com 30 canais e um computador com Software Servosis PCD2K.

Com o objetivo de distribuir a carga de forma uniforme por todo o provete, acoplou-se ao atuador uma estrutura de carregamento constituída por um perfil UPN 300 com 1000 mm de comprimento, reforçada com chapa de aço de espessura de 8 mm e com reforços transversais distanciados de 500 mm. Os blocos foram apoiados sobre uma estrutura de características semelhantes.

Para fazer as leituras das deformações na direção da aplicação da força, colocaram-se dois transdutores de deslocamento, um em cada face (anterior e posterior), sendo corretamente posicionados através de suportes magnéticos. Estes LVDT´s estavam ligados ao sistema externo de aquisição de dados de forma a obter-se um registo contínuo das forças e deformações sofridos pelo provete. O controlo do atuador hidráulico foi feito em controlo de deslocamentos com uma velocidade de 0.02 mm/s.

3.3.3 Processamento e Análise de Resultados

O cálculo da resistência à compressão, f_i, de cada um dos provetes foi realizado através da equação (3.2), com arredondamentos a 0.1 N/mm$^{2:}$

$$f_i = \frac{F_{i,máx}}{A_i} \quad [N/mm^2] \tag{3.2}$$

em que:

$F_{i,máx}$ – Força máxima aplicada à compressão [N];

A_i – Secção do provete sujeita à carga [mm^2], ver Figura 33.

O valor da resistência à compressão, segundo a NP EN 772-1, (2002), serve para avaliar a conformidade com a especificação e pode ser convertido num valor normalizado, f_b, para efeitos de projeto. O valor da resistência à compressão normalizada, f_b, determina-se de acordo com a seguinte equação:

$$f_b = m_c \times \delta \times f \quad [N/mm^2] \tag{3.3}$$

em que:

m_c – Coeficiente multiplicador relacionado com o modo de armazenamento dos provetes;

δ – Fator de forma do provete, determinado de acordo com o anexo A, Quadro A.1 da norma NP EN 772-1, (2002);

f – Resistência média à compressão, obtida através da média das resistências de cada provete.

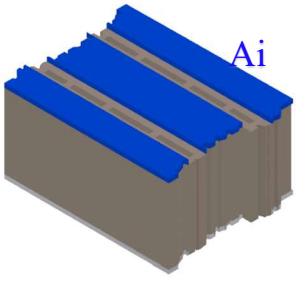


Figura 33 - Área do provete sujeita à carga, A_i

Para obter a resistência à compressão normalizada, f_b, utilizou-se um coeficiente multiplicador, m_c, igual a 1.0, para a condição de condicionamento de "seco ao ar" e um fator de forma, δ, igual a 1.07, já que a altura dos nossos provetes era de 190 mm e a largura 320 mm, ou seja, superior a 250 mm.

Determinou-se o módulo de elasticidade a partir da regressão linear da curva do gráfico de tensão-extensão, definida entre $\frac{1}{10}$ e $\frac{1}{3}$ do valor da tensão máxima e as respetivas extensões (Figura 35).

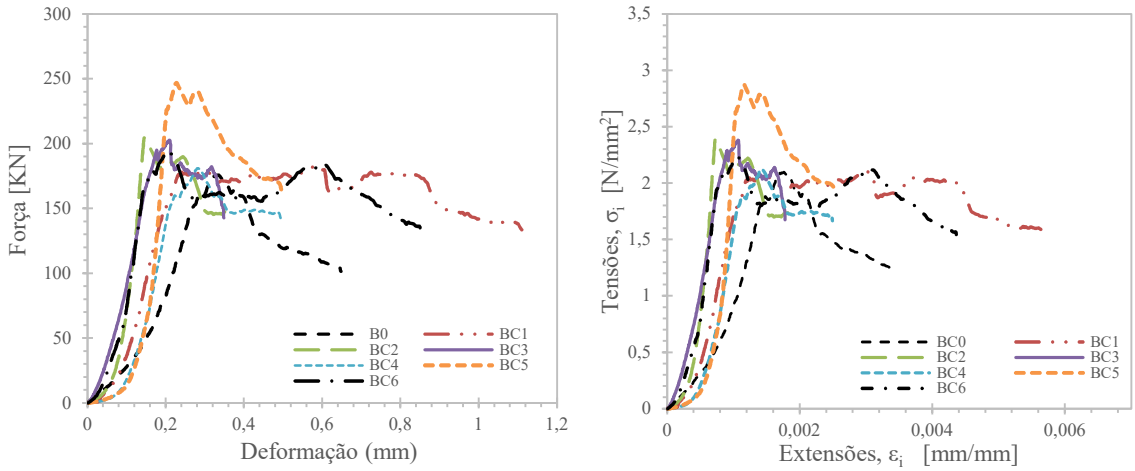
Antes de dar início aos ensaios, fizeram-se medições em cada provete, nomeadamente: área da zona de carregamento, A_i (ver Figura 33), altura do provete, h_i e a massa. Na Tabela 5 está apresentado o resumo dessas medições.

Tabela 5 - características geométricas e a massa de cada provete

	Provete	Massa (kg)	A_i (mm^2)	h_i (mm)
Bloco simples	Bloco 0	*	120222	190
Blocos com regularização das superfícies	Bloco 1	*	86986	195
	Bloco 2	*	85538	200
	Bloco 3	22.262	85176	196
	Bloco 4	20.491	85176	198
	Bloco 5	22.786	85900	196
	Bloco 6	21.672	86986	195

*não foram realizadas pesagens para estes provetes.

A partir dos registos contínuos dos valores de carga aplicados e os deslocamentos sofridos pelos blocos, representam-se os diagramas força – deformação e tensão – extensão para todos os blocos ensaiados (ver Figura 34).



(a) (b)

Figura 34 – Diagramas dos Blocos de betão ensaiados à compressão: (a) força-deslocamento e (b) tensão-extensão

O módulo de elasticidade dos blocos foi calculado por regressão linear da curva do gráfico de tensão-extensão, definida entre $\frac{1}{10}$ e $\frac{1}{3}$ do valor da tensão máxima de rotura e as respetivas extensões (Figura 35).

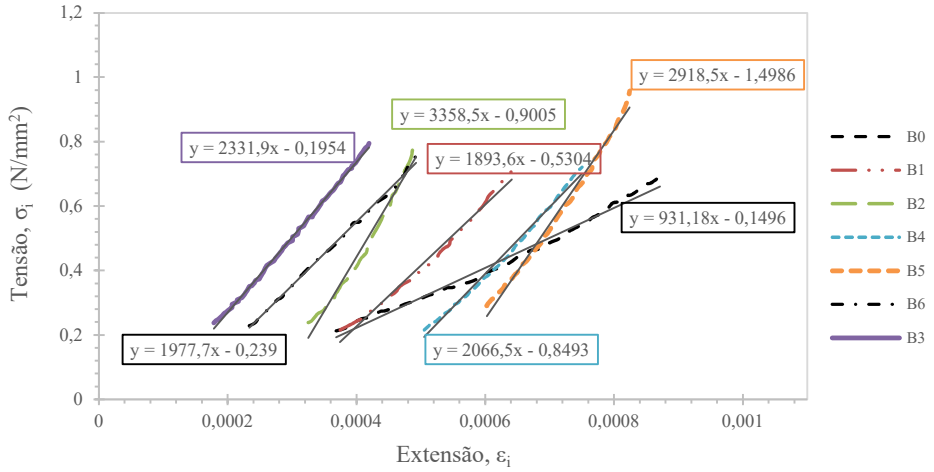


Figura 35 - Determinação do módulo de elasticidade dos blocos por regressão linear da curva do gráfico de tensão-extensão, definida entre $\frac{1}{10}$ e $\frac{1}{3}$ do valor da tensão máxima de rotura e as respetivas extensões

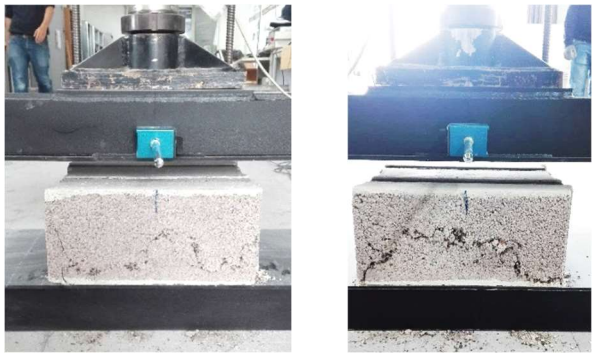
Analisando a Tabela 6 pode-se concluir que o valor médio da resistência à compressão não normalizada, obtido para os blocos regularizados com argamassa foi de 2.43 N/mm^2, com um coeficiente de variação de 13.21%. O valor da tensão de rotura do bloco não regularizado com argamassa, B0, foi 2.38 N/mm^2. O valor médio obtido para o módulo de elasticidade dos blocos foi de 2424.45 N/mm^2 com um coeficiente de variação de 24.29%.

Tabela 6 - Valores obtidos para a resistência à compressão e módulo de elasticidade

	Provete	$F_{máx}$ (kN)	f_i (N/mm^2)	f_b (N/mm^2)	$\varepsilon_{máx}$ (mm/mm)	E (N/mm^2)
Bloco simples	Bloco 0	175.797	2.380	2.547	0.00341	931.18
Blocos com regularização das superfícies	Bloco 1	183.718	2.126	2.275	0.00569	1893.6
	Bloco 2	204.557	2.391	2.559	0.00184	3358.5
	Bloco 3	202.720	2.380	2.547	0.00178	2331.9
	Bloco 4	181.078	2.126	2.275	0.00249	2066.5
	Bloco 5	246.832	2.873	3.075	0.00253	2918.5
	Bloco 6	195.228	2.244	2.401	0.00436	1977.7
	Média	198.561	2.429	2.599	0.00316	2424.45
	Desvio Padrão	23.940	0.321	0.343	0.00144	589.00
	C.v. (%)	12.06	13.21	13.21	45.54	24.29

3.3.4 Evolução do Dano

Da observação do dano após o ensaio de compressão, conclui-se que a rotura dos blocos ocorre por esmagamento dos septos verticais que se encontram no alinhamento vertical das camadas de regularização (ver Figura 36). Este facto deve-se à concentração de tensões sobre os referidos septos, já que são esses que estão sujeitos à carga durante o ensaio. Este fenómeno é ilustrado na Figura 37. Verificou-se que as camadas de regularização dos blocos não sofreram esmagamento, saindo quase intactas após o ensaio.



(a) (b)

Figura 36 - Dano observado no Bloco 5 após ensaio à compressão: (a) vista frontal e (b) vista posterior



Figura 37 - Dano observado no Bloco 4 após ensaio à compressão. Esmagamento dos septos que estão no alinhamento vertical da camada de regularização de argamassa.

3.4 Processo Construtivo dos Muretes de Alvenaria

A construção dos muretes foi realizada em laboratório e levada a cabo por profissionais experientes na área, de modo a criar as mesmas características construtivas das alvenarias correntes.

Na produção da argamassa para assentamento das unidades de alvenaria, recorreu-se a uma argamassa pré-doseada de classe M10 fabricada pela Secil, já referida. A quantidade de água utilizada na amassadura foi de 3.5 a 4 litros por cada saco de 30 kg, de acordo com as recomendações do

fabricante. A amassadura foi realizada com recurso a uma misturadora mecânica de eixo vertical, previamente humidificada. Foram retiradas amostras da argamassa que foram ensaiadas posteriormente, segundo os critérios definidos no subcapítulo 3.2.

Na construção dos muretes de alvenaria teve-se em conta a metodologia aconselhada pelo fabricante dos blocos (ver Figura 38), com juntas de assentamento descontínuas e juntas verticais preenchidas. As juntas de assentamento descontínuas são justificadas com o propósito final do bloco: a construção de paredes de alvenaria com elevadas características térmicas e acústicas.

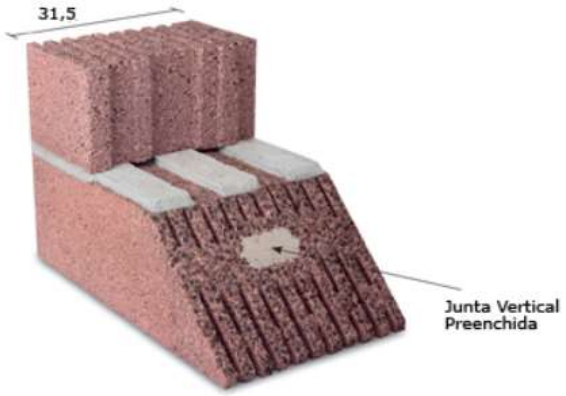


Figura 38 - Esquema de aplicação de argamassa apresentado pela empresa Artebel

Na construção dos muretes houve a necessidade de cortar alguns blocos a metade com o auxílio de uma rebarbadora elétrica de lâmina fixa, ver Figura 39. Os muretes foram construídos sobre paletes, devidamente niveladas, para facilitar o seu transporte até ao local de ensaio.

A construção de todos os muretes, iniciou-se com o assentamento das unidades de alvenaria, de seguida colocou-se as juntas de assentamento descontínuas com aproximadamente 15 mm de espessura, com recurso a uma "caixa de argamassar" fornecida pela Artebel, ver Figura 40. Este procedimento foi repetido sucessivamente até se alcançarem as dimensões pretendidas para cada murete. Ao longo de toda a construção verificou-se continuamente a planimetria de forma que todas as superfícies dos muretes ficassem planas entre si e simultaneamente perpendiculares ao eixo central do murete.



(a) (b) (c)

Figura 39 – (a) meios blocos para a construção dos muretes, (b) uso de nível e martelo para alinhar as camadas dos muretes e (c) preenchimento de juntas verticais



(a) (b) (c)

Figura 40 – Aplicação de juntas de assentamento descontínuas, com recurso a uma "caixa de argamassar" fornecida pela Artebel: (a) vista frontal, (b) vista lateral e (c) aspeto final das juntas de assentamento

Todos os muretes foram construídos no mesmo dia. Foram realizados quatro muretes para ensaio à compressão simples, cinco muretes para ensaiar à tração por compressão diagonal, seis muretes para ensaiar à flexão segundo um plano paralelo às juntas horizontais e outros seis muretes para ensaiar à flexão segundo um plano perpendicular às juntas horizontais, totalizando 21 muretes (ver Figura 41). Após construção, os muretes foram mantidos sob condições relativamente estáveis de temperatura e humidade no interior do laboratório.



(a) (b)

Figura 41 - Muretes de alvenaria: (a) muretes para ensaio à compressão simples e (b) perspetiva de todos os muretes construídos

3.5 CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA DA ALVENARIA À COMPRESSÃO

3.5.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES NA DIREÇÃO PERPENDICULAR ÀS JUNTAS DE ASSENTAMENTO

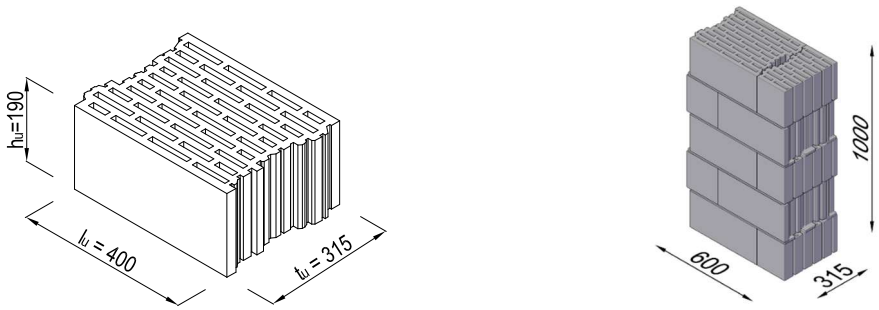
Os muretes foram preparados e ensaiados de acordo com a norma EN 1052-1, (1998). O ensaio de compressão de muretes permitiu determinar a resistência máxima à compressão e analisar a capacidade de deformação da parede em compressão até à rotura. O ensaio permitiu ainda a determinação do módulo de elasticidade da alvenaria para solicitações na direção perpendicular às juntas de assentamento.

3.5.1.1 Forma e geometria dos provetes

Na Tabela 7 estão apresentados os limites das dimensões dos muretes a ensaiar à compressão de acordo com a norma EN 1052-1, (1998). Foram contruídos quatro muretes com 600 mm de comprimento, 1000 mm de altura e 315 mm de espessura, sendo três o número mínimo de muretes exigido pela norma, ver Figura 42 (b).

Tabela 7 - Dimensões dos muretes para determinação da resistência à compressão

Dimensões do bloco		**Dimensões dos muretes**			
l_u**(mm)**	h_u**(mm)**	**Comprimento,** l_s	**Altura,** h_s		**Espessura,** t_s
≤ 300	≤ 150	$\geq (2 \times l_u)$	$\geq 5h_u$	$\begin{cases} \geq 3\ t_s \\ \leq 15\ t_s \\ \geq l_s \end{cases}$	$\geq t_u$
	> 150		$\geq 3h_u$		
> 300	≤ 150	$\geq (1.5 \times l_u)$	$\geq 5h_u$		
	> 150		$\geq 3h_u$		

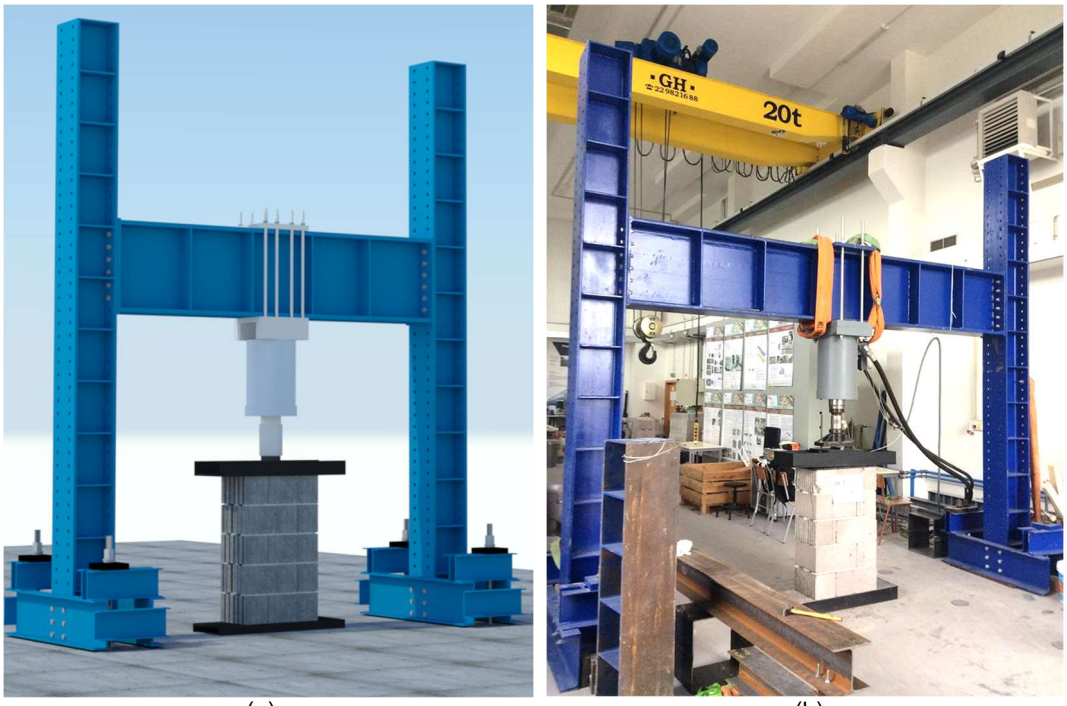


(a) (b)

Figura 42 – (a) Dimensões nominais dos blocos e (b) dimensões nominais dos muretes para determinação da resistência à compressão

3.5.1.2 Esquema de ensaio e instrumentação

Os muretes foram transportados em paletes do local de cura até ao local de ensaio e foram posicionados no sistema de ensaio com auxílio de uma ponte rolante. Fizeram-se alguns ajustes na posição dos muretes, para estes ficassem centrados com o atuador. A Figura 43 ilustra a configuração experimental do ensaio, numa simulação computacional e nas condições de ensaio reais.



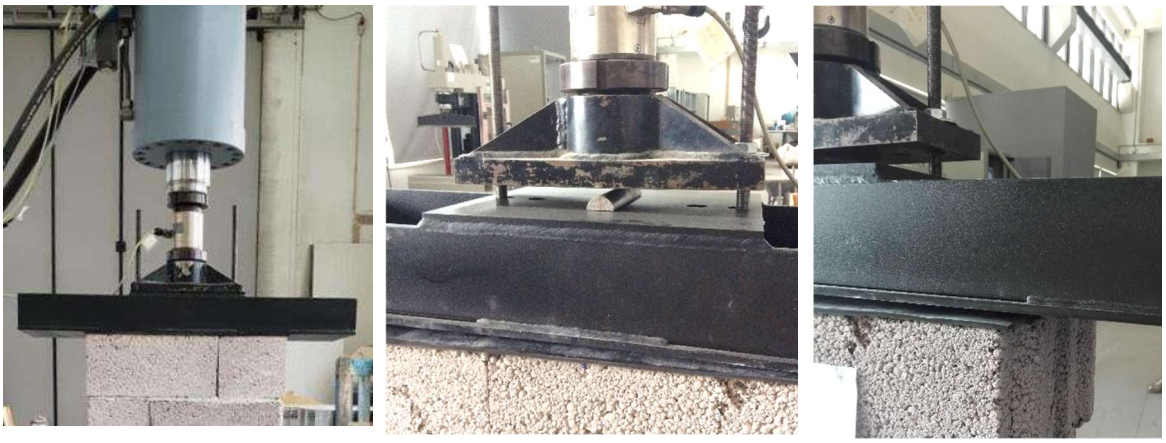
(a) (b)

Figura 43 – Configuração do ensaio laboratorial de caracterização mecânica do murete à compressão simples: (a) simulação computacional e (b) condição de ensaio real

Para a realização do ensaio foram necessários os seguintes equipamentos:

- Atuador hidráulico da marca Servosis, modelo CH4-100/C300 com capacidade de 1000 kN e 300 mm de curso, estando incorporada uma célula de carga da marca Servosis, modelo PCI-200 com capacidade de 200 Ton;
- Transdutores de deslocamentos (LVDT´s) da marca GEFRAN, modelo PZ12-A-50, com cursor de 50 mm.
- Dois condicionadores de sinal da marca GEFRAN, modelo PCIR-A;
- Equipamento de aquisição de dados e controlo do atuador hidráulico, composto por um data logger TML TDS-303 com 30 canais e um computador com Software Servosis PCD2K.

Para distribuir a carga de forma uniforme por todo o murete, acoplou-se ao atuador um perfil UPN 300 com 1000 mm de comprimento. Nos ensaios dos dois primeiros muretes, PC1 e PC2, o perfil UPN 300 estava fixo à célula de carga (ver Figura 44 (a)) e nos dois últimos muretes PC2 e PC4, utilizou-se um sistema rotulado sob a célula de carga para acomodar possíveis desnivelamentos dos muretes, ver Figura 44 (b). Nos quatro muretes ensaiados foi colocado uma folha de neoprene com 5 mm de espessura, entre o murete e o perfil UPN 300, para acomodar as irregularidades dos muretes, ver Figura 44 (c).

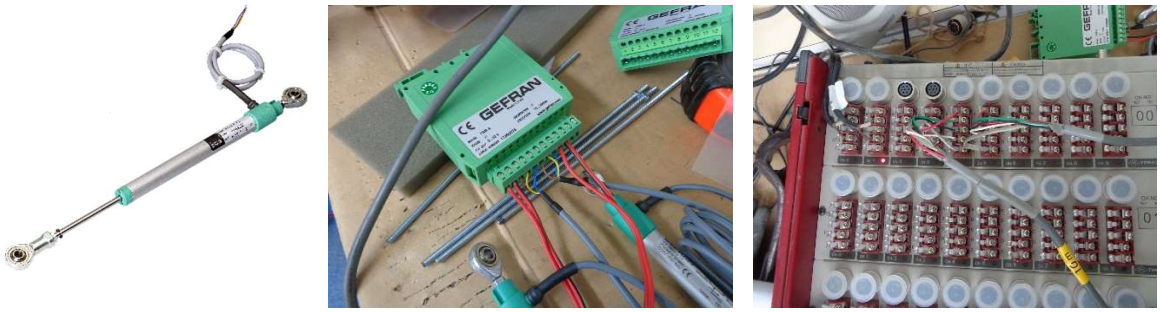


(a) (b) (c)

Figura 44 – (a) Ligação fixa entre a célula de carga do atuador e o perfil UPN 300 utilizado para a distribuição uniforme da carga sobre o murete, (b) Ligação rotulada entre a célula de carga do atuador e o perfil metálico UPN 300 e (c) pormenor da folha de neoprene colocado entre a face superior do murete e o perfil de distribuição de carga

Para fazer as leituras da deformação na direção da aplicação da força, colocaram-se quatro transdutores, dois em cada face (anterior e posterior), sendo corretamente posicionados através de varões roscados chumbados aos muretes com bucha química. Estes LVDT´s estavam ligados a dois condicionadores de sinal que por sua vez estavam ligados ao sistema externo de aquisição de dados de forma a obter-se um registo contínuo das forças e deslocamentos sofridos pelo murete. Na

determinação das posições dos LVDT´s no murete, seguiram-se as recomendações da norma EN 1052-1, (1998), ver Figura 46 e Figura 47.



(a) (b) (c)

Figura 45 – (a) LVDT da marca GEFRAN utilizado no ensaio de compressão, (b) condicionador de sinal da marca GEFRAN e (c) ligações dos LVDT´s ao *data logger*

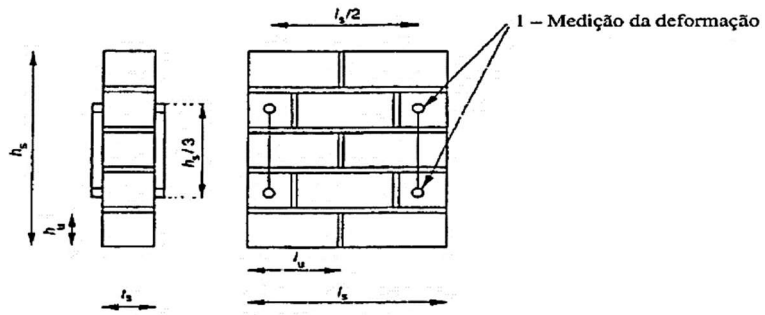
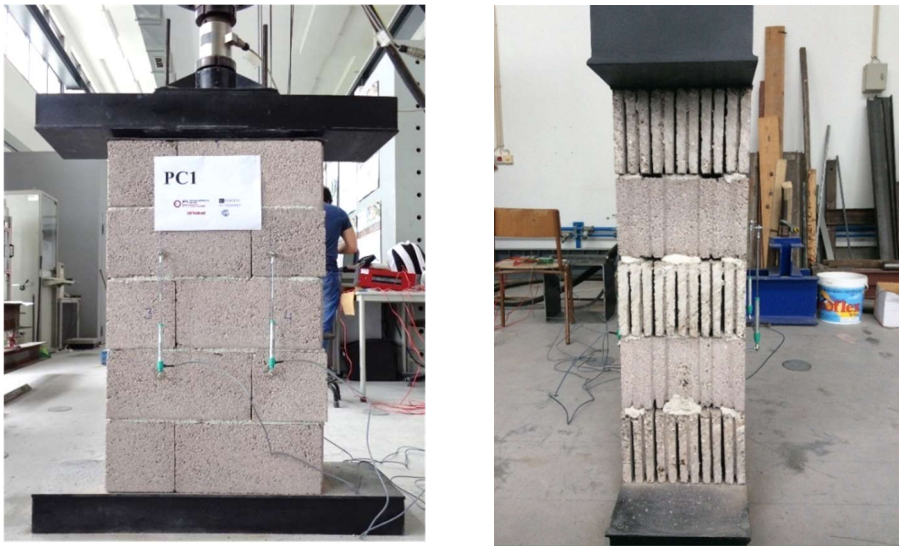


Figura 46 – Localização dos sensores de movimento, de acordo com a norma EN 1052-1, (1998)



(a) (b)

Figura 47 – Posicionamento dos LVDT´s nos muretes a ensaiar à compressão: (a) vista posterior do murete e (b) vista lateral do murete

A aplicação de carga ao murete pelo atuador hidráulico foi realizada por controlo de força até 75 kN, a uma velocidade de 0.5 kN/s e seguidamente por controlo de deslocamentos com uma velocidade de carga de 0.02 mm/s, até à rotura.

3.5.1.4 Processamento e análise dos resultados

O valor da resistência à compressão de cada murete, f_i e o módulo de elasticidade, E, são determinados a partir dos valores registados nos ensaios e de acordo com a norma EN 1052-1, (1998).

O cálculo da resistência à compressão, f_i, de cada um dos muretes de alvenaria, determina-se através da equação (3.4), com arredondamento de 0.1 N/mm^2:

$$f_i = \frac{F_{i,máx}}{A_i} \quad [N/mm^2] \tag{3.4}$$

em que:

$F_{i,máx}$ – Força máxima aplicada à compressão [N];

A_i – Secção do murete sujeita à carga [mm^2].

Para determinar a resistência característica dos muretes de alvenaria, f_k, usou-se a equação (3.5), com arredondamentos de 0,1 N/mm^2:

$$f_K \leq \begin{cases} f/1.2 \\ f_{i,min} \end{cases} \tag{3.5}$$

sendo:

f – Valor de resistência médio à compressão dos muretes [N];

$f_{i,min}$– Valor mínimo da resistência à compressão de um murete de alvenaria.

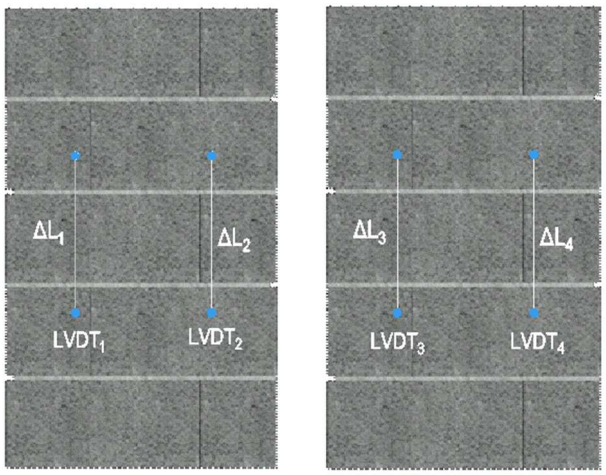
A extensão medida em cada transdutor, ε_j, é calculada a partir da expressão:

$$\varepsilon_j = \frac{d_j}{\Delta L_j} \tag{3.6}$$

em que:

d_j – Deslocamento medido por cada transdutor para $1/3$ da tensão máxima;

ΔL_j– Distância entre os dois pontos de fixação do mesmo transdutor, ver Figura 48.



a) b)

Figura 48 – Esquema da localização dos LVDT´s e distâncias entres os dois pontos de fixação do mesmo transdutor: a) face anterior do murete e b) face posterior do murete

O valor médio das extensões para cada murete, ε_i, obteve-se de acordo com a equação:

$$\varepsilon_i = \frac{\sum_{j=1}^{4} \varepsilon_j}{4} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \varepsilon_4}{4} \tag{3.7}$$

sendo:

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ e ε_4 correspondem às extensões obtidas nos quatro transdutores correspondentes a $1/3$ da tensão máxima atingida.

Assim e segundo a norma EN 1052-1, (1998), o valor do módulo de elasticidade de cada murete, E_i, é calculado segundo a equação (3.8) e arredondado a 100 N/mm^2:

$$E_i = \frac{F_{i,máx}}{3 \times \varepsilon_i \times A_i} \quad [N/mm^2] \tag{3.8}$$

Uma das dificuldades no cálculo da rigidez da alvenaria é o comportamento não-linear da mesma. A obtenção do módulo de elasticidade a partir da parte linear do diagrama tensão-deformação é difícil devido ao desenvolvimento de microfissuras a cargas relativamente baixas (Mustafaraj and Yardim, 2017). Desta forma, achou-se interessante comparar o módulo de elasticidade calculado segundo a norma EN 1052-1, (1998), com mais duas formas de cálculo: Regressão linear da curva do gráfico de tensão-extensão, definida entre $\frac{1}{10}$ e $\frac{1}{3}$ do valor da tensão máxima de rotura e as respetivas

extensões; e o valor do módulo de elasticidade calculado segundo o Eurocódigo 6, (2000), conforme a equação:

$$E = 1000 \times f_{máx} \quad [N/mm^2] \tag{3.9}$$

O coeficiente de Poisson, υ, calculou-se a partir das deformações para um terço da carga máxima obtida. O valor foi calculado segundo a equação:

$$\nu = -\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_x} \tag{3.10}$$

Antes de se iniciar o ensaio de compressão, fizeram-se medições em cada murete, nomeadamente: a altura do murete, h_i e a distância entre os dois pontos de fixação do mesmo transdutor, ΔL_i . Na Tabela 8 está apresentado o resumo dessas medições.

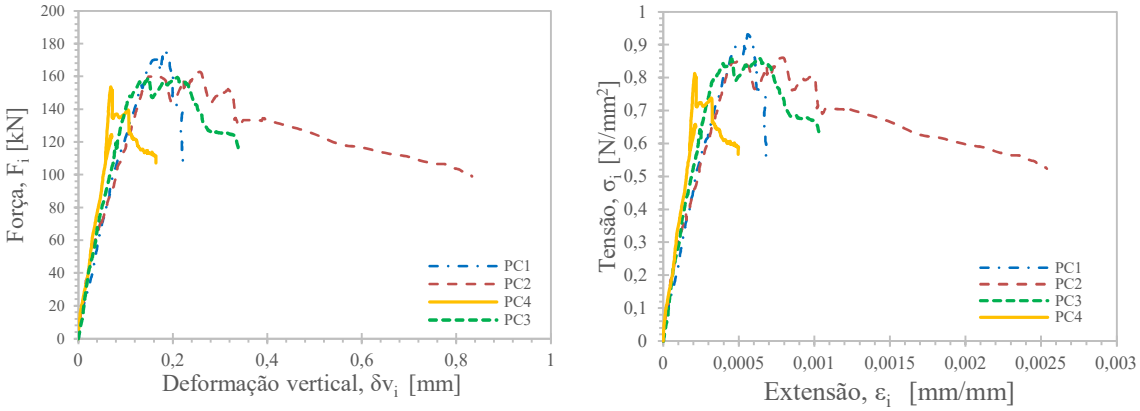
Tabela 8 - Características geométricas de cada murete a ensaiar à compressão e distância entre pontos de fixação do mesmo transdutor

Murete	h_i (mm)	ΔL_1 (mm)	ΔL_2 (mm)	ΔL_3 (mm)	ΔL_4 (mm)	ΔL_5 (mm)	ΔL_6 (mm)
PC1	970	323	324	326	327		
PC2	974	321	328	330	325		
PC3	972	330	324	327	330	435	440
PC4	975	330	322	330	330	438	437

A partir dos registos dos valores de carga aplicados e da deformação correspondente foram analisados os diagramas força – deformação e tensão – extensão (ver Figura 49) para todos os muretes. Os valores das deformações apresentados no gráfico, são valores médios das deformações medidas pelos quatro LVDT´s.

No gráfico da Figura 49 (a) é possível visualizar a força máxima de rotura à compressão atingida em cada murete, assim como pequenas quebras de força ao longo do ensaio, que se devem ao aparecimento de fissuras e roturas locais. Quando surgem fissuras no murete, observa-se um decaimento da força, que após o arranjo das zonas fragmentadas, conduz a um ganho de rigidez, sendo possível resistir a mais carga até atingir a rotura final.

A Figura 49 (b) ilustra a evolução das tensões e das extensões com o aumento da força aplicada durante o ensaio, podendo observar-se o valor da tensão de compressão máxima atingida em cada murete.



(a) (b)

Figura 49 – Diagrama dos muretes ensaiados à compressão: (a) força – deformação vertical e (b) tensão – extensão

Na Tabela 9 estão apresentados os valores resultantes do ensaio de resistência à compressão para cada murete ensaiado, nomeadamente o valor da força máxima de rotura, $F_{máx}$, e o valor correspondente de tensão, $f_{máx}$. Foi, ainda, registado o valor da força para a qual ocorreu a primeira fissura no murete. O valor médio de resistência à compressão dos muretes ensaiados é de 0.865 N/mm^2 com um coeficiente de variação de 5.68%. O murete PC1, foi o que apresentou maior resistência à compressão com uma tensão de 0.932 N/mm^2 e o murete PC4 o que apresentou menor valor da tensão de rotura. Estas variações são decorrentes de inevitáveis diferenças de execução dos muretes, o que é também um facto na construção corrente de alvenarias.

Tabela 9 - Valores da resistência à compressão dos muretes

Muretes	$A_i\ (mm^2)$	$F_{1ªfissura}\ (kN)$	$F_{máx}\ (kN)$	$f_{máx}\ (N/mm^2)$
PC1	189000	90	176.140	0.932
PC2	189000	130	162.331	0.859
PC3	185850	100	159.437	0.858
PC4	189000	110	153.687	0.813
média	188213	107.5	162.899	0.865
Desvio Padrão	1575	17.08	9.531	0.049
C.V. (%)	0.84	15.89	5.85	5.68

Determinou-se o valor da resistência característica à compressão, f_k, a partir da equação:

$$f_k = \leq \begin{cases} \dfrac{f}{1.2} = \dfrac{0.865}{1.2} = 0.721\ N/mm^2 \\ f_{i,min} = 0.813\ N/mm^2 \end{cases} \tag{3.11}$$

Resultando um valor de $f_k = 0.721\ N/mm^2$.

O valor médio da resistência à compressão calculado para os quatro muretes ensaiados, mostra-se inferior (cerca de metade) ao valor calculado em ensaio análogo conduzido por Soares de Sousa, (1998). Este resultado poderá justificar-se devido ao facto de Soares de Sousa, (1998), usar uma junta contínua no assentamento dos muretes, enquanto que nos muretes construídos para os ensaios deste estudo experimental, foi usada uma junta de assentamento descontínua para garantir a sua funcionalidade térmica e acústica, de acordo com o método construtivo recomendado pelo fabricante dos blocos.

Com base nos dados obtidos no ensaio de resistência à compressão, foi possível determinar o módulo de elasticidade com base na carga de rotura, $\boldsymbol{F_{máx}}$, e na extensão média, $\boldsymbol{\varepsilon_m}$, correspondente a um terço da carga máxima. Na Tabela 10 estão apresentados os valores do módulo de elasticidade, E, calculados segundo a norma EN 1052-1, (1998), sendo o valor médio do módulo de elasticidade de 2715.80 N/mm^2, com um coeficiente de variação de 26%.

Como se pode observar na Tabela 10, alguns valores das extensões são nulos, devido à ausência de registo de deformações em alguns transdutores. Nestes casos os valores nulos não foram contabilizados no cálculo da extensão média sofrida pelo murete.

Tabela 10 - Valores do módulo de elasticidade, E, calculado segundo a EN 1052-1, (1998)

Muretes	$\frac{1}{3}F_{máx}$ **(kN)**	ε_1 $(\times 10^{-3})$	ε_2 $(\times 10^{-3})$	ε_3 $(\times 10^{-3})$	ε_4 $(\times 10^{-3})$	ε_m $(\times 10^{-3})$	**E** (N/mm^2)
PC1	58.713	0.316	0.191	0.003	0.009	0.128	2421.04
PC2	54.110	0.031	0.000	0.152	0.000	0.091	3134.63
PC3	53.146	0.200	0.096	0.000	0.000	0.148	2995.80
PC4	51.229	0.145	0.072	0.000	0.012	0.077	3537.55
média							2715.80
Desvio Padrão							716.85
C.V. (%)							26.00

Como já foi referido, devido ao comportamento não-linear das alvenarias durante o ensaio de carga, torna-se difícil calcular o módulo de elasticidade com exatidão. Na bibliografia encontram-se fórmulas empíricas para o cálculo deste valor a partir da tensão máxima resistente à compressão (Mustafaraj and Yardim, 2017). No presente trabalho optou-se por comparar o valor do módulo de elasticidade segundo a norma EN 1052-1, (1998), com os valores obtidos por regressão linear da curva do gráfico de tensão-extensão, definida entre $\frac{1}{10}$ e $\frac{1}{3}$ do valor da tensão máxima de rotura e as respetivas extensões (Figura 50) e com o valor do módulo de elasticidade calculado segundo o Eurocódigo 6, (2000).

Na Tabela 11 apresentam-se os valores do módulo de elasticidade determinados para cada murete. Da análise desta tabela, pode-se concluir que os maiores valores do módulo de elasticidade apresentados são os valores calculados segundo a norma e os menores valores os que foram estimados pelo Eurocódigo 6, (2000). O valor médio do módulo de elasticidade calculado pela norma é de 2715.80 N/mm^2 enquanto que o valor calculado pelo Eurocódigo 6, (2000), é 865.5 N/mm^2, três vezes menor que o primeiro. O valor médio do módulo de elasticidade determinado a partir do gráfico dos resultados experimentais, 2673.8 N/mm^2, é mais próximo do valor calculado pela norma, mas ainda assim inferior.

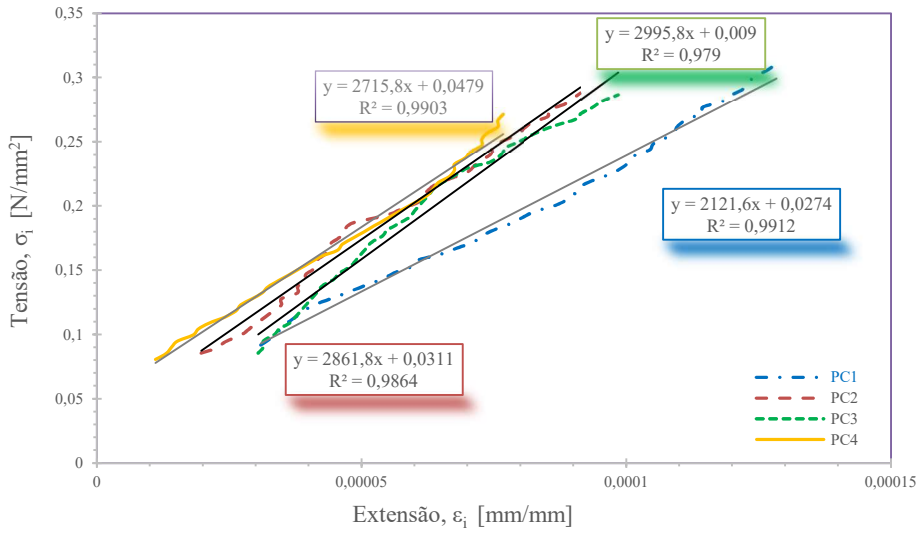


Figura 50 - Determinação do módulo de elasticidade por regressão linear da curva do gráfico de tensão-extensão, definida entre $\frac{1}{10}$ e $\frac{1}{3}$ do valor da tensão máxima de rotura e as respetivas extensões

Tabela 11 – Resumo dos valores do módulo de elasticidade, E

Murete	E (N/mm^2)		
	NP EN 1052-1	Regressão linear	Eurocódigo 6
PC1	2421.04	2121.6	931.9
PC2	3134.63	2861.8	858.9
PC3	2995.80	2995.8	857.9
PC4	3537.55	2715.8	813.2
média	2715.80	2673.8	865.5
Desvio Padrão	716.85	385.5	27.1
C.V. (%)	26.00	14,4	5.7

Relativamente ao coeficiente de Poisson, υ, calculou-se o valor apenas para os dois últimos muretes, PC3 e PC4. Da bibliografia consultada, concluiu-se que os valores calculados a partir do ensaio de compressão para este tipo de paredes, não costumam ser conclusivos, já que os muretes exibem um

comportamento não-linear durante o ensaio de carga e com esmagamentos localizados nas zonas mais próximas dos apoios, no entanto esta determinação foi realizada nos dois ensaios.

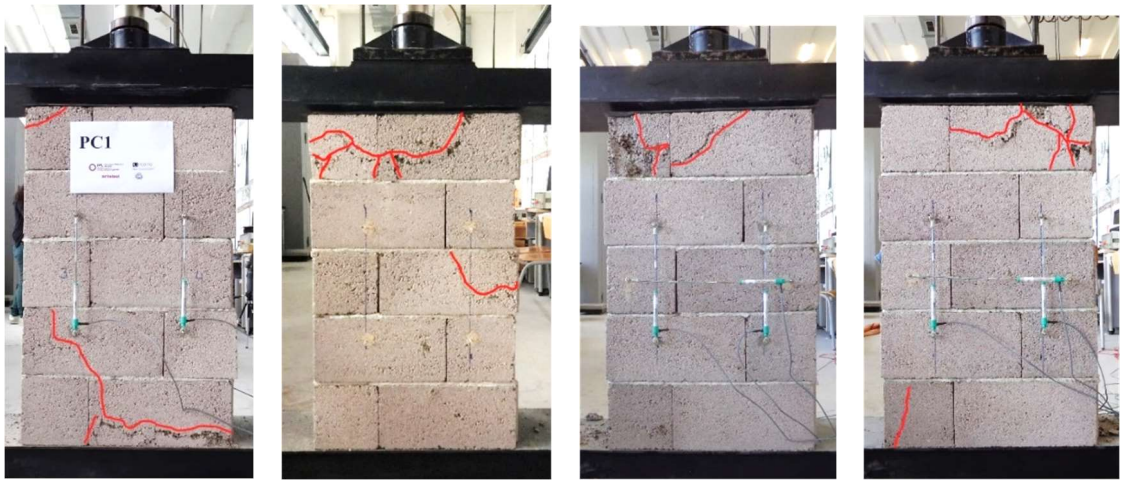
Na Tabela 12, estão apresentadas as extensões horizontais medidas nos muretes PC3 e PC4. Durante o ensaio de compressão do murete PC3, os transdutores não registaram quaisquer deslocamentos e no ensaio do murete PC4, apenas um transdutor registou deslocamento horizontal. Apesar de se ter calculado o coeficiente de Poisson referente à única leitura efetuada durante o ensaio, o valor não é conclusivo, visto que se afasta bastante dos valores referenciados noutras bibliografias.

Tabela 12 - Valores das extensões horizontais e do coeficiente de Poisson

Murete	ε_5 $(\times 10^{-3})$	ε_6 $(\times 10^{-3})$	ε_m $(\times 10^{-3})$	ν
PC3	0.000	0.000	0.000	-
PC4	0.000	-0.0732	-0.0732	0.956

3.5.1.5 Evolução do dano

A Figura 51 e a Figura 52 apresentam um conjunto de fotos de registo de dano final dos quatro muretes ensaiados à compressão simples, na direção perpendicular às juntas de assentamento. Da análise dessas figuras, verifica-se que os diferentes muretes exibiram comportamentos na rotura semelhantes, com esmagamento local concentrado nos blocos adjacentes ao elemento de aplicação da carga, não se tendo verificado em nenhum ensaio o colapso global da parede.



(a) (b) (c) (d)

Figura 51 – Registo de dano final nos muretes sujeitos ao ensaio de compressão na direção perpendicular às juntas de assentamento: (a) murete PC1; (b) murete PC2; (c) murete PC3 e (d) murete PC4



(a) (b) (c) (d)

Figura 52 – Registo de dano final na face lateral direita dos muretes sujeitos ao ensaio de compressão na direção perpendicular às juntas de assentamento: (a) PC1; (b) PC2; (c) PC3; e (d) PC4

No murete PC1, as primeiras fendas surgiram junto à base e foram visíveis na face anterior e posterior do murete, mostrando uma tendência de crescimento com o aumento da carga, ver Figura 51 (a). No murete PC2, as primeiras fissuras surgiram junto ao topo do murete e foram visíveis tanto na face anterior como na face posterior. Durante o aumento da carga, foi visível a degradação do murete na zona onde apareceram as primeiras fissuras (Figura 51 (b)). O murete PC3 mostrou um padrão de fendilhação muito parecido com o padrão de fendilhação do murete PC2, fissuração que surgiu maioritariamente na fiada de blocos junto ao topo do murete (Figura 51 (c)). À semelhança dos muretes PC2 e PC3, a rotura do murete PC4 ocorreu na fiada de blocos junto ao topo (Figura 51 (d)), apresentando um padrão de fissuras idêntico aos outros muretes.

3.5.2 Resistência à compressão simples na direção paralela às juntas de assentamento

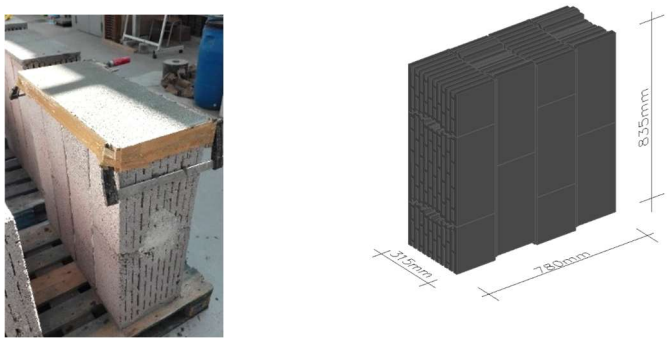
Os ensaios de compressão na direção paralela às juntas foram realizados com as metades dos provetes ensaiados à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento, onde resultaram seis muretes sem fissuras com aproximadamente 780 mm de largura, 835 mm de altura e 315 mm de espessura. Estas dimensões não respeitam as dimensões mínimas definidas na Tabela 7 de acordo com a norma EN 1052-1, (1998), no entanto permitem avaliar o parâmetro pretendido.

Os muretes foram instrumentados e ensaiados de acordo com a norma EN 1052-1, (1998). Calculou-se a resistência máxima à compressão na direção paralela às juntas de assentamento, analisou-se a capacidade de deformação da parede em compressão até à rotura e determinou-se o módulo de elasticidade da alvenaria na direção paralela às juntas de assentamento.

3.5.2.1 Forma e geometria dos provetes

Como referido anteriormente, os seis muretes a ensaiar resultaram do ensaio de caracterização da resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento. Para a realização do ensaio de compressão da direção paralela às juntas de assentamento foi necessário proceder à regularização dos topos com uma argamassa pré-doseada de classe M10, de forma a permitir a aplicação da carga de forma uniforme, ver Figura 53 (a).

Foram ensaiados os seis muretes com aproximadamente 780 mm de comprimento, 845mm de altura e 315 mm de espessura, sendo três o número mínimo de muretes exigido pela norma (ver Figura 53 (b)).



(a) (b)

Figura 53 – (a) Pormenorização da regularização dos topos do murete e (b) dimensões nominais dos muretes para determinação da resistência à compressão na direção paralela às juntas de assentamento

3.5.2.2 Procedimentos do ensaio e instrumentação

Na Figura 54 está apresentada a configuração experimental do ensaio, onde podemos observar, que é exatamente igual ao esquema do ensaio dos muretes à compressão na direção perpendicular às juntas de assentamento e encontra-se descrito no subcapítulo 3.5.1.2. Também os equipamentos necessários para a realização deste ensaio foram os mesmos e encontram-se descritos no subcapítulo 3.5.1.2.



Figura 54 – Configuração do ensaio laboratorial de caracterização mecânica do murete à compressão na direção das juntas de assentamento

Colocaram-se quatro transdutores de deslocamento, dois em cada face, para fazer a leitura dos deslocamentos na direção da aplicação da força. As posições dos LVDT´s no murete, são as recomendadas pela da norma EN 1052-1, (1998).

À semelhança do ensaio de resistência à compressão na direção perpendicular às juntas de assentamento, a aplicação de carga ao murete pelo atuador hidráulico foi realizada por controlo de força até ao 75 kN, a uma velocidade de 0.5 kN/s e seguidamente por controlo de deslocamentos com uma velocidade de carga de 0.02 mm/s, até à rotura.

Neste ensaio decidiu-se retirar os quatro transdutores de deslocamento antes da rotura para evitar danificá-los, assim não foi possível registar os deslocamentos sofridos pelos muretes até ao final do ensaio.

3.5.2.3 Processamento e análise dos resultados

O tratamento de resultados foi realizado de forma idêntica ao descrito no subcapítulo 3.5.1.4. A partir dos dados registados nos ensaios e de acordo com a norma EN 1052-1, (1998), calculou-se o valor da resistência à compressão de cada murete, f_i e o módulo de elasticidade, E. O valor da resistência à compressão, f_i, de cada um dos muretes de alvenaria, determinou-se de acordo com a equação (3.5) e o valor do módulo de elasticidade de cada murete, E_i, foi calculado segundo a equação (3.9). Neste ensaio não foi aferido o coeficiente de *Poisson*, uma vez que no ensaio à compressão na direção perpendicular às juntas de argamassa, o valor não se aproximou de valores referenciados noutras bibliografias.

Na Tabela 13 é apresentado o resumo das medições efetuadas antes de se iniciar o ensaio de compressão, nomeadamente a altura do murete, h_i e a distância entre os dois pontos de fixação do mesmo transdutor, ΔL_i .

Tabela 13 - características geométricas de cada murete a ensaiar à compressão e distância entre pontos de fixação do mesmo transdutor

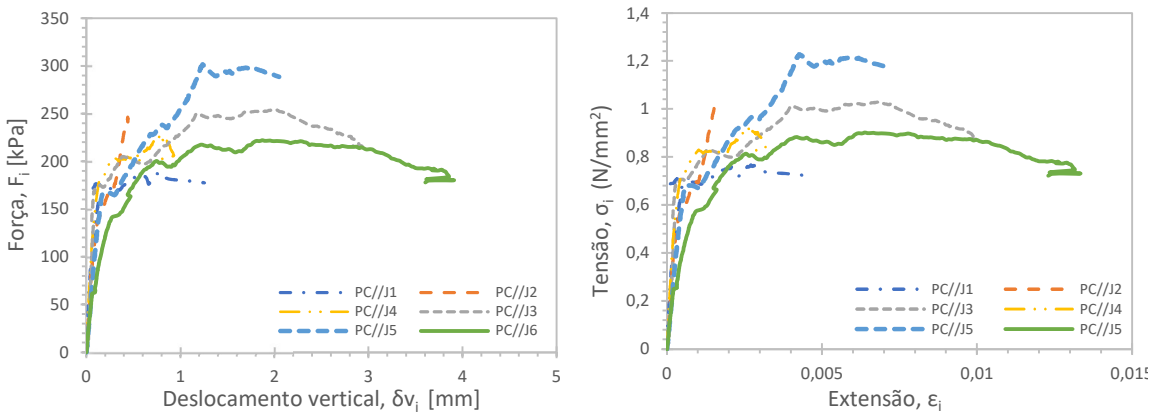
Murete	h_i (mm)	ΔL_1 (mm)	ΔL_2 (mm)	ΔL_3 (mm)	ΔL_4 (mm)
PC//J1	845	285	285	283	278
PC//J2	837	289	295	292	290
PC//J3	836	293	292	290	294
PC//J4	834	294	293	295	294
PC//J5	840	290	288	299	298
PC//J6	836	293	292	291	295

Desenharam-se os diagramas força – deformação (Figura 55 (a)) e o diagrama tensão – extensão (ver Figura 55 (b)) todos os muretes a partir dos registos durante os ensaios de compressão. Como já foi referido anteriormente, os registos dos valores dos deslocamentos lidos pelos transdutores não foram

registados até ao final do ensaio, tendo sido retirados assim que se observaram fissuras relevantes. Dos seis muretes ensaiados, apenas não foi possível registar os deslocamentos sofridos até ao valor de força máximo nos muretes PC//J1 e PC//J2. Portanto, os diagramas traçados apresentam o valor da força máxima e o valor da tensão de compressão máxima atingida apenas nos muretes PC//J3, PC//J4, PC//J5 e PC//J6.

Na Figura 55 (a), apresenta-se a evolução da relação força-deslocamento em todos os muretes e observam-se pequenas quebras nos valores de força ao longo do ensaio, que se devem ao aparecimento de fissuras e roturas locais. Como já foi referido anteriormente, após um rearranjo das zonas fragmentadas, verifica-se um ganho de rigidez, sendo possível resistir a mais carga até atingir a rotura final.

Na Figura 55 (b), está representado o diagrama que relaciona as tensões e as extensões com o aumento da força aplicada durante o ensaio.



(a) (b)

Figura 55 – Diagrama dos muretes ensaiados à compressão: (a) força – deformação vertical e (b) tensão – extensão

Apresentam-se na Tabela 14 os valores obtidos no ensaio de resistência à compressão na direção paralela às juntas de assentamento para cada murete ensaiado, designadamente o valor da força para a qual ocorreu a primeira fissura no murete, o valor da força máxima de rotura, $F_{máx}$ e o valor correspondente de tensão, $f_{máx}$. O valor médio de resistência à compressão dos muretes ensaiados é de 0.989 N/mm^2 com um coeficiente de variação de 18.1%. O murete PC//J5, foi o que apresentou maior resistência à compressão com uma tensão de 1.218 N/mm^2 e o murete PC//J1 o que apresentou menor valor da tensão de rotura.

O valor médio de resistência à compressão dos muretes ensaiados na direção paralela às juntas de assentamento é cerca de 15% superior ao valor obtido na direção perpendicular às juntas de assentamento.

Tabela 14 - Valores da resistência à compressão dos muretes na direção paralela às juntas de assentamento

Muretes	$A_i\ (mm^2)$	$F_{1ªfissura}\ (kN)$	$F_{máx}\ (kN)$	$f_{máx}\ (N/mm^2)$
PC//J1	245700	170.0	193.7	0,788
PC//J2	245070	180.0	298.5	1,218
PC//J3	246960	170.0	254.1	1,029
PC//J4	245700	200.0	226.2	0,921
PC//J5	245700	190.0	301.7	1,228
PC//J6	246330	142.0	222.2	0,902
média	245910	175.3	249.4	0,989
Desvio Padrão	651	20.1	43.7	0,18
C.V. (%)	0.26	11.4	17.5	18,1

Determinou-se o valor da resistência característica à compressão, f_k, a partir da equação (3.12):

$$f_k = \leq \begin{cases} \dfrac{f}{1.2} = \dfrac{0.989}{1.2} = 0.824\ N/mm^2 \\ f_{i,min} = 0.788\ N/mm^2 \end{cases}$$

Resultando um valor de $f_k = 0.824\ N/mm^2$.

A partir dos dados obtidos no ensaio de resistência à compressão e segundo a norma EN 1052-1, (1998), calculou-se o módulo de elasticidade, E, com base na carga de rotura, $\boldsymbol{F_{máx}}$, e na extensão média, $\boldsymbol{\varepsilon_m}$, correspondente a um terço da carga máxima. Na Tabela 15 estão apresentados os valores do módulo de elasticidade, tendo como valor médio do módulo de elasticidade de 1903.4 N/mm^2, com um coeficiente de variação de 38.1%.

A Tabela 15 apresenta alguns valores negativos para extensões, devido possivelmente à deformação do murete com o aumento do carregamento, provocando encurtamentos nuns transdutores e alongamentos noutros (valor de extensão negativo). Pode-se também observar alguns valores nulos, devido à não deformação do transdutor quando o murete atinge $\frac{1}{3}F_{máx}$. Nestes casos os valores negativos e os valores nulos não foram contabilizados no cálculo da extensão média sofrida pelo murete.

Calculou-se o valor do módulo de elasticidade obtido por regressão linear da curva do gráfico de tensão-extensão, definida entre $\frac{1}{10}$ e $\frac{1}{3}$ do valor da tensão máxima de rotura e as respetivas extensões (ver Figura 56) e comparou-se com o valor obtido segundo a norma EN 1052-1, (1998) e com o valor do módulo de elasticidade calculado segundo o Eurocódigo 6, (2000).

Tabela 15 - Valores do módulo de elasticidade, E, calculado segundo a EN 1052-1, (1998)

Muretes	$\frac{1}{3}F_{máx}$ (kN)	ε_1 $(\times 10^{-3})$	ε_2 $(\times 10^{-3})$	ε_3 $(\times 10^{-3})$	ε_4 $(\times 10^{-3})$	ε_m $(\times 10^{-3})$	E (N/mm^2)
PC//J1	64.58	0.000	0.175	0.071	0.050	0.074	2659.6
PC//J2	99.48	0.436	0.180	0.082	-0.031	0.333	1883.2
PC//J3	84.70	0.191	0.357	0.034	0.096	0.170	2022.5
PC//J4	75.41	0.106	0.228	0.110	0.014	0.114	2682.4
PC//J5	100.55	0.355	0.267	-0.043	-0.037	0.136	1314.8
PC//J6	74.05	0.410	0.291	0.000	-0.020	0.170	858.1
média	83.13						1903.4
Desvio Padrão	14.56						725.6
C.V. (%)	17.51						38.1

Na Tabela 16 encontram-se resumidos os valores do módulo de elasticidade calculados dessas três formas e pode-se concluir que em média o maior valor do módulo de elasticidade obtido é o valor calculado pelo método da regressão linear e o menor valor apresentado o que foi calculado segundo o Eurocódigo 6, (2000). O valor médio do módulo de elasticidade calculado pela norma é de 1903.4 N/mm^2 enquanto o valor calculado pelo método da regressão linear, é 2025.2 N/mm^2, sendo este último ligeiramente superior ao primeiro. O menor valor do módulo de elasticidade calculado foi obtido segundo o Eurocódigo 6, (2000), 1014.3 N/mm^2, quase metade do valor calculado pela norma.

Tabela 16 – Resumo dos valores do módulo de elasticidade, E

Murete	E (N/mm^2)		
	NP EN 1052-1	**Regressão linear**	**Eurocódigo 6**
PC//J1	2659.6	2265.8	788.5
PC//J2	1883.2	2032.3	1217.8
PC//J3	2022.5	2942.1	1028.9
PC//J4	2682.4	2367.6	920.8
PC//J5	1314.8	1420.9	1227.8
PC//J6	858.1	1122.4	901.8
média	1903.4	2025.2	1014.3
Desvio Padrão	725.6	662.7	178.7
C.V. (%)	38.1	32.7	17.6

Comparando os valores obtidos do módulo de elasticidade dos muretes ensaiados na direção paralela às juntas de assentamento com os valores obtidos nos muretes ensaiados na direção perpendicular às juntas de assentamento, conclui-se que o modulo de elasticidade calculado segundo a norma NP EN 1052-1 é cerca de 30% inferior, o módulo de elasticidade obtido por regressão linear apresenta um

valor cerca de 25% inferior e finalmente, o valor do módulo de elasticidade calculado segundo o Eurocódigo 6 apresenta-se cerca de 17% superior aos registados nos muretes ensaiados na direção perpendicular às juntas de assentamento.

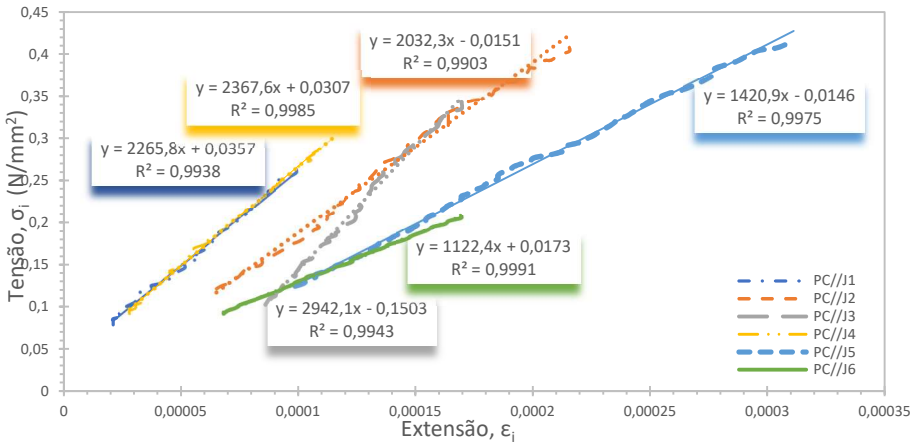


Figura 56 - Determinação do módulo de elasticidade por regressão linear da curva do gráfico de tensão-extensão, definida entre $\frac{1}{10}$ e $\frac{1}{3}$ do valor da tensão máxima de rotura e as respetivas extensões

3.5.2.5 Evolução do dano

Neste subcapítulo apresenta-se o registo de dano final dos muretes ensaiados e faz-se uma análise da sua evolução. Para os seis muretes ensaiados, apresentam-se na Figura 57 as fotos do dano final na face anterior e na Figura 58 apresenta-se o registo final do dano na face esquerda dos muretes.

Após a análise dos danos, conclui-se que, em todos os muretes ensaiados, as primeiras fissuras surgiram junto às juntas secas do murete e em alguns casos também na parte superior do murete, junto ao perfil metálico de aplicação de carga. Com o decorrer do ensaio, o valor da carga de compressão nos muretes foi aumentando e as fissuras foram dando lugar zonas de esmagamento, atingindo a rotura por esmagamento local. O aparecimento das fissuras nas juntas secas pode ser justificado com o facto de serem zonas não confinadas onde existe uma maior concentração de tensões, já que os septos dos blocos que confluem na junta seca podem não estar perfeitamente alinhados, devido a pequenos defeitos nos próprios blocos ou devido a uma possível existência de irregularidades no encaixe dos blocos aquando da construção dos muretes. Nas fotos que ilustram lateralmente o dano final nos vários muretes (Figura 58), podemos observar com mais detalhe o que acontece internamente no murete: devido ao carácter esbelto dos septos dos blocos e quando sujeitos a forças de compressão, estes tendem a encurvar, facto que combinado com o esmagamento numa ou nas duas extremidades desses septos, provoca o aparecimento de fissuras verticais nas zonas ocas

do bloco e paralelamente aos septos, instigando por vezes a rotação desses septos e a consequente deformação do murete.

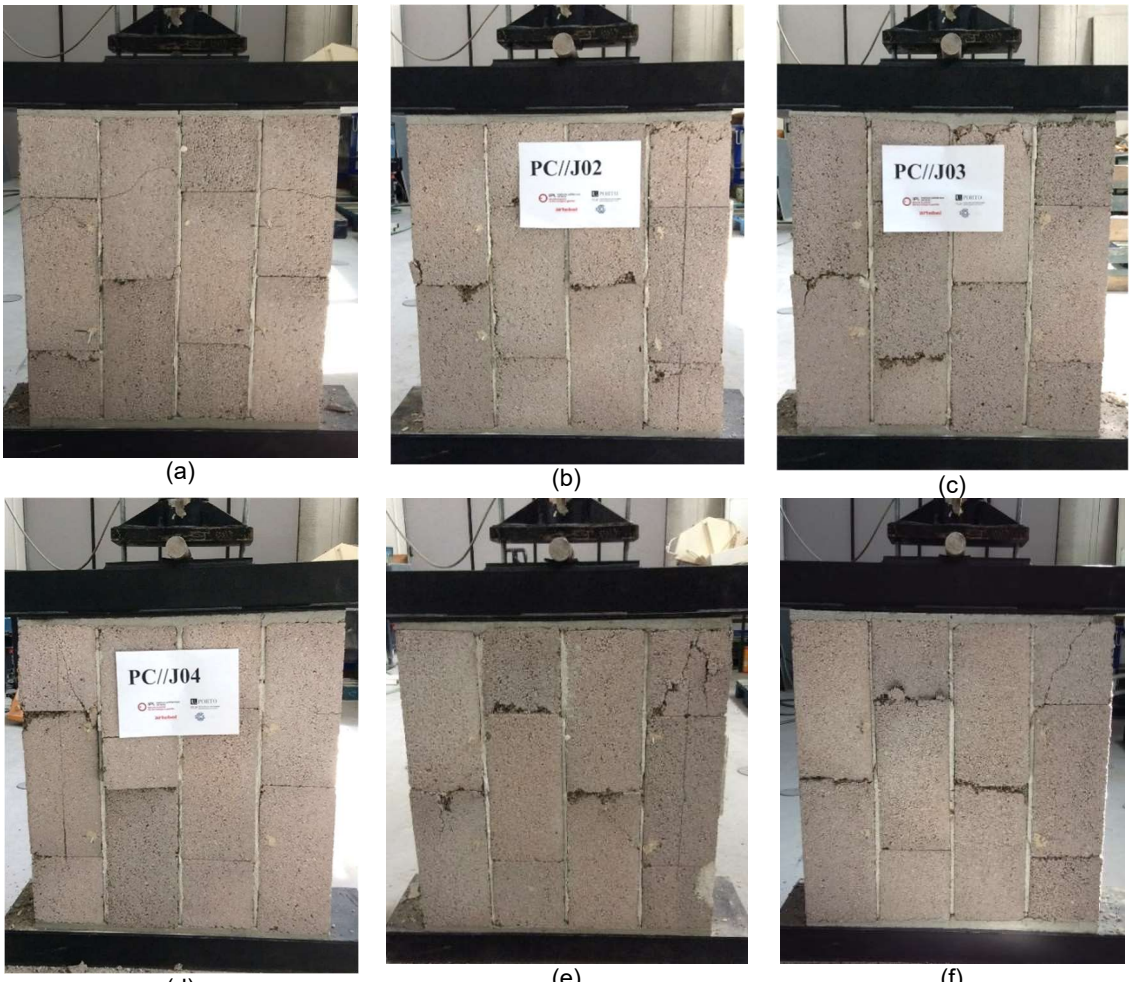


Figura 57 – Registo de dano final nos muretes sujeitos ao ensaio de compressão na direção paralela às juntas de assentamento: (a) murete PC1; (b) murete PC2; (c) murete PC3 e (d) murete PC4

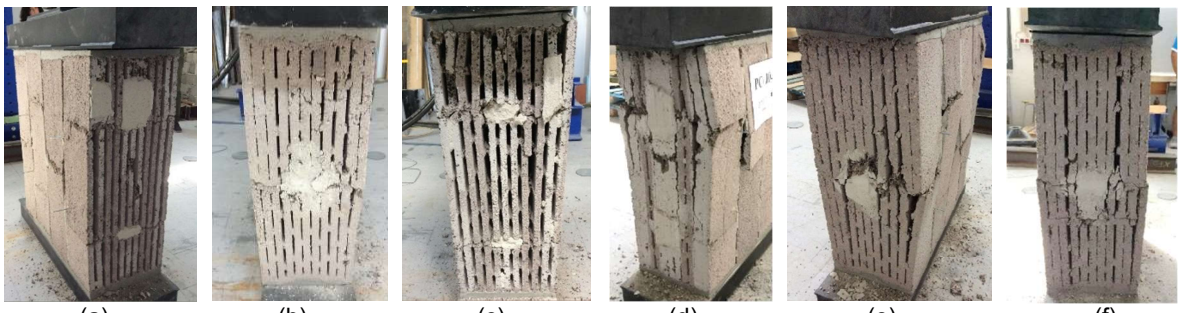


Figura 58 – Registo final do dano do alçado lateral esquerdo do murete: (a) PC//J1; (b) PC//J2; (c) PC//J3; (d) PC//J4; (e) PC//J5; e (f) PC//J6

3.6 CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA DA ALVENARIA À COMPRESSÃO DIAGONAL

A caracterização da resistência dos muretes de alvenaria à tração foi efetuada através de um ensaio de compressão diagonal de acordo com a norma ASTM E 519-02, (2002). O ensaio de resistência à tração por compressão diagonal consiste na aplicação de uma força de compressão contínua a atuar paralelamente à diagonal de um murete quadrado (que se encontra rodado 45º relativamente à horizontal), até este atingir a rotura. A rotura é caracterizada com o aparecimento expressivo de uma fenda diagonal, paralela à direção da carga, que divide o murete. Durante o ensaio são registadas as deformações sofridas pelo murete, permitindo desenhar as curvas de resposta dos muretes, assim como, determinar a resistência ao corte, f_t e o módulo de distorção, G.

3.6.1 PROVETES

As dimensões nominais dos muretes de alvenaria recomendados pela norma ASTM E 519-02, (2002), são $1200 \times 1200\ m^2$, ver Figura 59. O número mínimo de provetes recomendados pela norma é três, tendo sido construídos cinco muretes, para salvaguardar alguma eventualidade que inviabilizasse o ensaio.

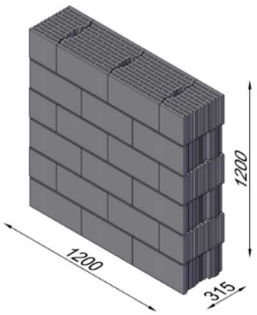
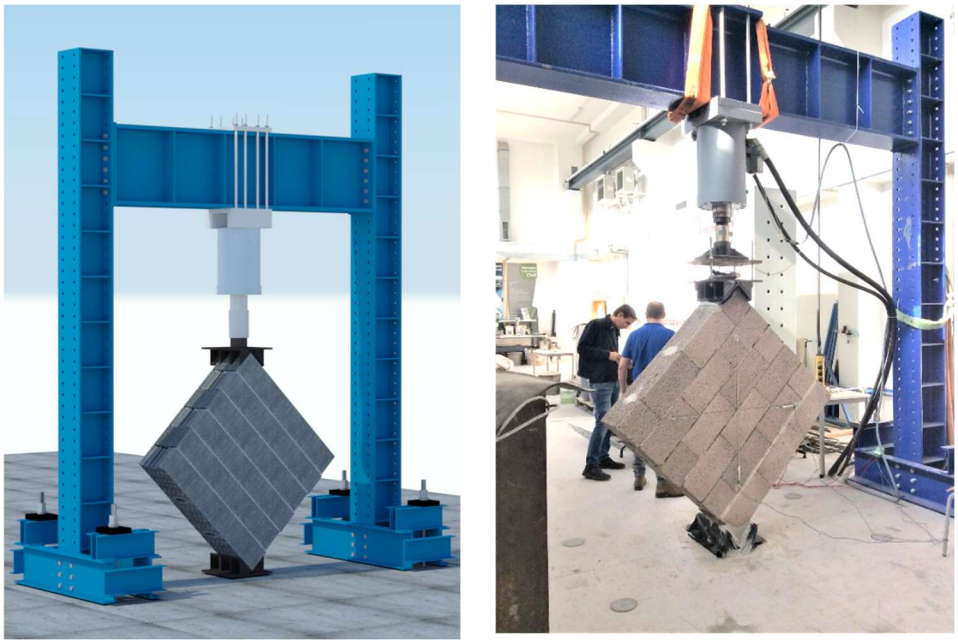


Figura 59 – Dimensões nominais dos muretes para ensaio de resistência à tração por compressão diagonal

3.6.2 ESQUEMA DE ENSAIO E INSTRUMENTAÇÃO

Na Figura 60 está representado o esquema de ensaio adotado para a caracterização da resistência à tração por compressão diagonal dos muretes.



(a) (b)

Figura 60 – Configuração do ensaio laboratorial de caracterização da resistência à tração por compressão diagonal dos muretes: (a) simulação computacional e (b) condição de ensaio real

Os equipamentos usados neste ensaio são os mesmos que foram utilizados no ensaio de compressão dos muretes, com a exceção das peças metálicas de apoio à aplicação da força sobre os muretes, tendo sido utilizados no ensaio de tração por compressão diagonal, dois cabeçotes metálicos fabricados de acordo com a norma ASTM E 519-02, (2002) e colocados nos cantos do murete.

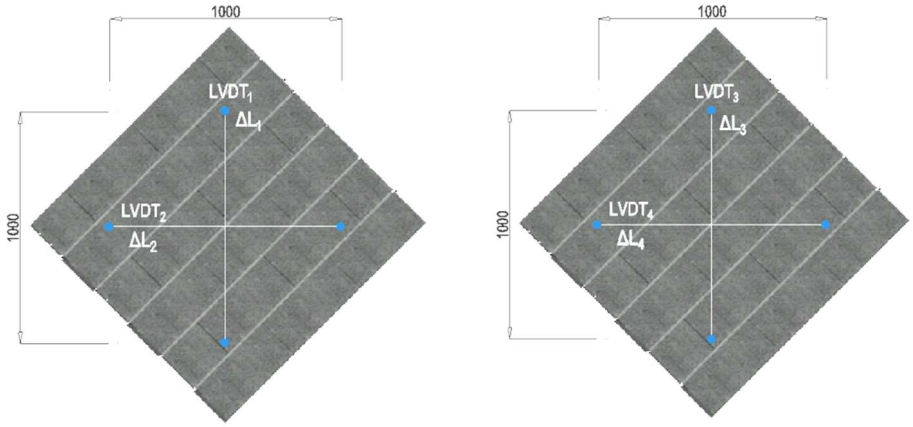
Para garantir que os muretes não sofressem esmagamento nos cantos de apoio e aplicação da carga, regularizou-se essa zona com argamassa, ver Figura 61 (a), (b) e (c). Colocou-se a argamassa sobre o apoio inferior e logo de seguida pousou-se o provete devidamente nivelado. Repetiu-se o processo para o apoio superior. A Figura 61 (d) ilustra o sistema rotulado usado sob a célula de carga para acomodar possíveis desnivelamentos no sistema de aplicação de carga.



(a) (b) (c) (d)

Figura 61 – (a), (b) e (c) Regularização dos cantos dos muretes; (d) sistema rotulado sob a célula de carga

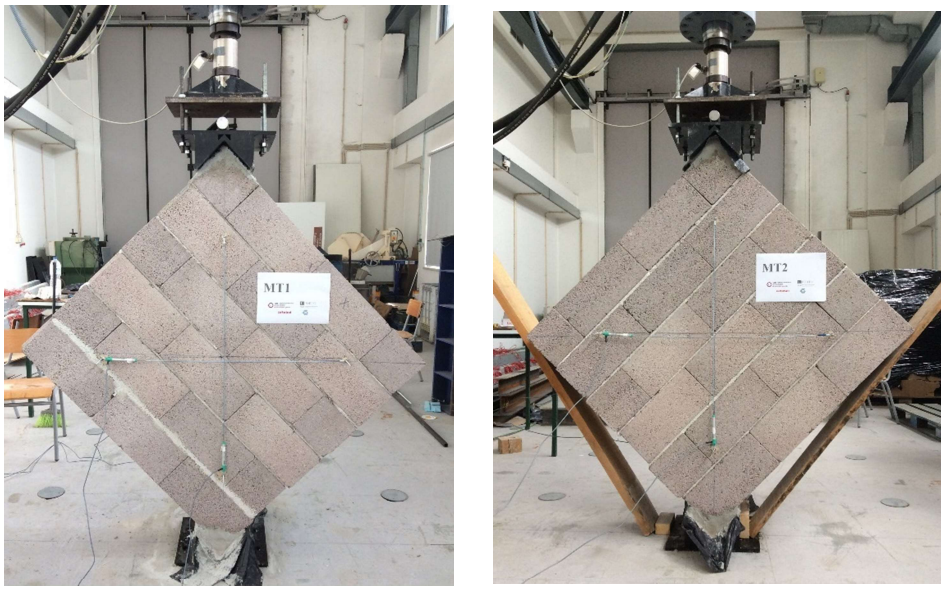
Colocou-se na face anterior e posterior do murete, um LVDT para medir deslocamentos horizontais e um LVDT para medir a deformação vertical do murete, totalizando quatro LVDT´s. A Figura 62 ilustra a posição dos transdutores que se procurou manter nos cinco muretes ensaiados. A velocidade de aplicação de carga foi de 0.02 mm/s.



a) b)

Figura 62 – Esquema da localização dos LVDT´s, distâncias entres os dois pontos de fixação do mesmo transdutor, ΔL_i: a) face anterior do murete e b) face posterior do murete

Durante o primeiro ensaio o provete colapsou sem aviso prévio, não dando tempo para retirar os LVDT´s que se danificaram. Nos restantes ensaios adotou-se um sistema de segurança composto por duas tábuas colocadas lateralmente, devidamente travadas, de forma a aparar a queda do murete aquando da rotura, como ilustra a Figura 63. Estas peças de madeira não se encontravam em contacto com os muretes, servindo apenas para sustentar o murete após rotura.



(a) (b)

Figura 63 – Posicionamento dos muretes: (a) ausência do sistema de segurança e (b) sistema de segurança composto por duas tábuas de madeira colocadas lateralmente ao murete

3.6.3 ANÁLISE E PROCESSAMENTO DOS RESULTADOS

O valor da resistência atração por compressão diagonal, f_t , o valor da distorção, γ e o módulo de distorção, G, são calculados a partir dos dados registados nos ensaios e de acordo com a norma ASTM E 519-02, (2002).

O cálculo do valor da resistência ao corte, f_t, de cada um dos muretes, é calculado recorrendo à equação (3.13), com arredondamentos a $0.01\ N/mm^2$:

$$f_t = \frac{0.707 \times F_{i,máx}}{A_i} \qquad [N/mm^2] \tag{3.13}$$

em que:

$F_{i,máx}$ – Força máxima aplicada no murete;

$A_{n,i}$– Área de cálculo considerada:

$$A_{n,i} = \frac{l+h}{2} \times t \times n \qquad [mm^2] \tag{3.14}$$

Onde:

l – Largura do murete (mm);

h– Altura do murete (mm);

t – Espessura do murete (mm);

n– Percentagem de área maciça do elemento:

$$n = \frac{100 - \%_{furação}}{100} \tag{3.15}$$

Para calcular o valor da distorção dos muretes, γ, utiliza-se a equação:

$$\gamma = \frac{\Delta v + \Delta h}{L} \tag{3.16}$$

em que:

Δv – Deslocamento vertical (encurtamento), para $\frac{1}{3}F_{máx}$ (mm);

Δh – Deslocamento horizontal (alongamento), para $\frac{1}{3}F_{máx}$ (mm);

L – Distância vertical entre os pontos de medição do deslocamento (mm).

No cálculo do valor do módulo de distorção para cada murete, G_i, recorreu-se à equação:

$$G = \frac{f_t}{\gamma} \quad [N/mm^2] \tag{3.17}$$

Foram registadas as medições de cada murete antes do início de cada ensaio, nomeadamente: largura e altura do murete, b_i e $h_{i,}$ que podem ser consultadas na Tabela 18; distância entre os dois pontos de fixação do mesmo transdutor, ΔL_i (ver Tabela 17), posicionados de acordo com Figura 62.

Tabela 17 - distância entre pontos de fixação do mesmo transdutor, ΔL_i

Murete	ΔL_1 (mm)	ΔL_2 (mm)	ΔL_3 (mm)	ΔL_4 (mm)
MT1	1003	1004	1000	1003
MT2	997	1000	996	995
MT3	1005	1005	1007	1000
MT4	1000	997	995	1000
MT5	1003	996	1001	990

Tabela 18 – Características geométricas dos muretes de alvenaria

	MT1	**MT2**	**MT3**	**MT4**	**MT5**
b (mm)	1220	1215	1200	1205	1200
h (mm)	1170	1180	1175	1180	1170
t (mm)	315	315	315	315	315
n	70%	70%	70%	70%	70%
A_n (mm^2)	263498	264049	261844	262946	261293

De acordo com a equação (3.14), determinou-se a área de cálculo de cada murete ensaiado, $A_{n,i}$, necessária no cálculo da resistência ao corte, f_t. Os valores da área de cálculo de cada murete estão apresentados na Tabela 18.

A partir dos registos dos valores de carga aplicados e dos deslocamentos sofridos pelos muretes durante o ensaio, desenharam-se os gráficos da resistência ao corte em função da distorção (ver Figura 64) e o gráfico da resistência ao corte em função da distorção vertical e horizontal dos muretes (ver Figura 65).

Os valores das deformações horizontais foram determinados fazendo a média dos resultados obtidos pelos dois transdutores de deslocamentos colocados na face anterior e posterior do murete, repetindo-se o procedimento no cálculo dos deslocamentos verticais.

No gráfico apresentado na Figura 65 é possível visualizar a evolução da resistência ao corte de cada murete em função da distorção registada nos ensaios. A linha de registo para o murete MT5 mostra algumas quebras ao longo do ensaio, que provavelmente se devem ao facto deste murete ter sofrido esmagamento no bloco adjacente ao cabeçote metálico superior.

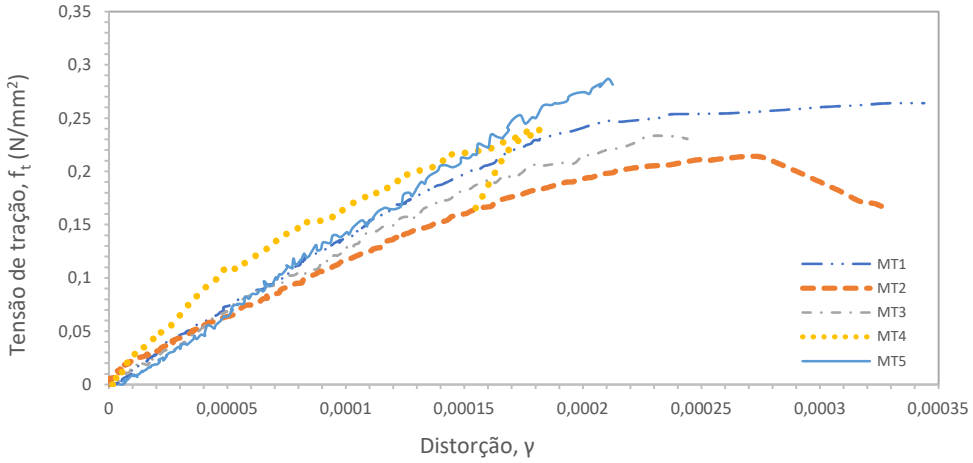


Figura 64 – Resistência ao corte em função da distorção dos muretes

A Figura 65 ilustra a resistência ao corte em função da distorção horizontal (parte positiva do eixo) e da distorção vertical (parte negativa do eixo), mostrando como a distorção evolui em cada direção. Pode-se assim verificar que os valores para a tensão em função da distorção vertical têm um crescimento menos acentuado que os valores da tensão em função da distorção horizontal.

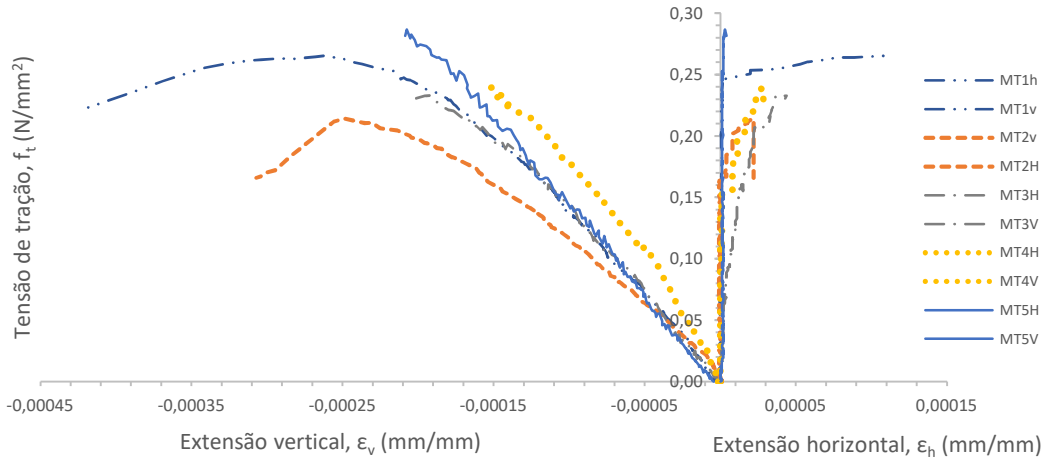


Figura 65 – Resistência ao corte em função da distorção vertical e horizontal dos muretes

Na Tabela 19, estão apresentados os valores resultantes do ensaio de resistência ao corte para cada murete ensaiado, nomeadamente a força máxima de rotura, $F_{máx}$, e o valor correspondente da tensão de rotura ao corte, f_t. O valor médio de resistência ao corte dos muretes é de 0.24 N/mm² e tem um coeficiente de variação de 11,90 %. O murete MT5 apresentou o maior valor de resistência ao corte com uma tensão de 0.29 N/mm².

Tabela 19 – Valores de resistência ao corte dos muretes de alvenaria

Murete	$A_n\ (mm^2)$	$F_{máx}\ (N)$	$f_t\ (N/mm^2)$
MT1	263498	98983	0.266
MT2	264049	80041	0.214
MT3	261844	86349	0.233
MT4	262946	89135	0.240
MT5	261293	106050	0.287
média			0.240
Desvio Padrão			0.03
C.V. (%)			11.90

O valor médio da resistência ao corte obtido nestes ensaios, é inferior em cerca de 80% ao valor observado em ensaio idêntico realizado por Soares de Sousa, (1998). Mais uma vez, este resultado pode-se justificar devido ao facto de Soares de Sousa, (1998) realizar os muretes com uma junta de assentamento contínua, enquanto que os muretes por nós ensaiados foram executados com junta descontínua. Ao colocar uma junta descontínua, diminui-se a aderência entre a argamassa e o bloco e consequentemente a sua capacidade resistente ao corte.

A partir dos resultados obtidos no ensaio de resistência à tração por compressão diagonal, calculou-se o módulo de distorção, G, com base na carga de rotura, $F_{máx}$, e na distorção média, γ, correspondente a um terço da carga máxima. Na Tabela 20 estão apresentados os valores médios dos deslocamentos verticais e horizontais, a partir dos quais e de acordo com a norma ASTM E 519-02, (2002), se calcularam os valores da distorção, o módulo de distorção para cada murete ensaiado e o seu valor médio que assume um valor de 1432.2 N/mm^2 e uma variância de 26.28 %. O murete MT4 registou o maior valor do módulo de distorção 2213.6 N/mm^2 e o murete MT2 o menor valor 1271.8 N/mm^2.

Tabela 20 – Valores do módulo de distorção dos muretes de alvenaria

Muretes	$\frac{1}{3}f_t$ $(\mathbf{N/mm^2})$	ΔV $(\mathbf{mm^2})$	ΔH $(\mathbf{mm^2})$	γ $(\times \mathbf{10^{-5}})$	G $(\mathbf{N/mm^2})$	$G_{regressão\ linear}$ $(\mathbf{N/mm^2})$
MT1	0.09	0.0615	0.0005	6.18	1432.2	1375.9
MT2	0.05	0.0560	0.0000	5.62	1271.8	1081.4
MT3	0.08	0.0525	0.0040	5.62	1383.8	1498.2
MT4	0.08	0.0360	0.0000	3.61	2213.6	1982.3
MT5	0.10	0.0645	0.0010	6.54	1463.2	1604.2
média					1432.2	1498.2
Desvio Padrão					376.4	329.3
C.V. (%)					26.28	21.98

Determinaram-se os valores do módulo de distorção obtidos por regressão linear da curva do gráfico tensão-distorção (ver Figura 66 e Tabela 20), definidos para um intervalo de $\frac{1}{10}$ e $\frac{1}{3}$ do valor da tensão máxima de corte e as respetivas distorções. O valor médio do módulo de distorção obtido por regressão linear é de 1498.2 N/mm^2, cerca de 4.6% superior ao valor calculado pela ASTM E 519-02, (2002) e tem um coeficiente de variação de 21.98%. Pode-se concluir que o valor obtido por regressão linear corresponde a uma boa aproximação do valor obtido segundo a norma de ensaio atrás referida.

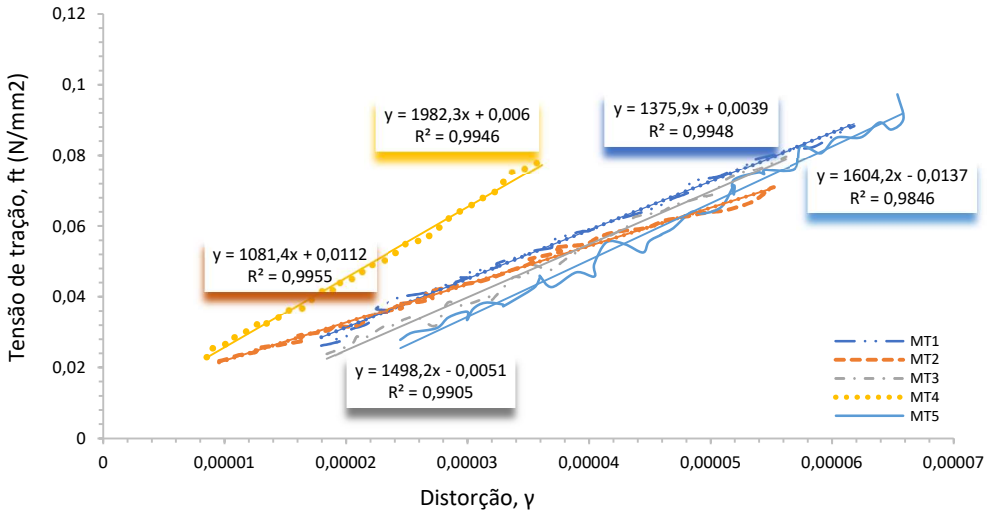


Figura 66 – Resistência ao corte em função da distorção, para um intervalo definido entre $\frac{1}{10}$ e $\frac{1}{3}$ do valor da tensão máxima de rotura e respetivas regressões lineares dos muretes

3.6.4 Evolução do dano

Neste subcapítulo é apresentado um conjunto de fotografias dos ensaios dos muretes à tração por compressão diagonal e retiradas algumas conclusões da análise dessas fotos.

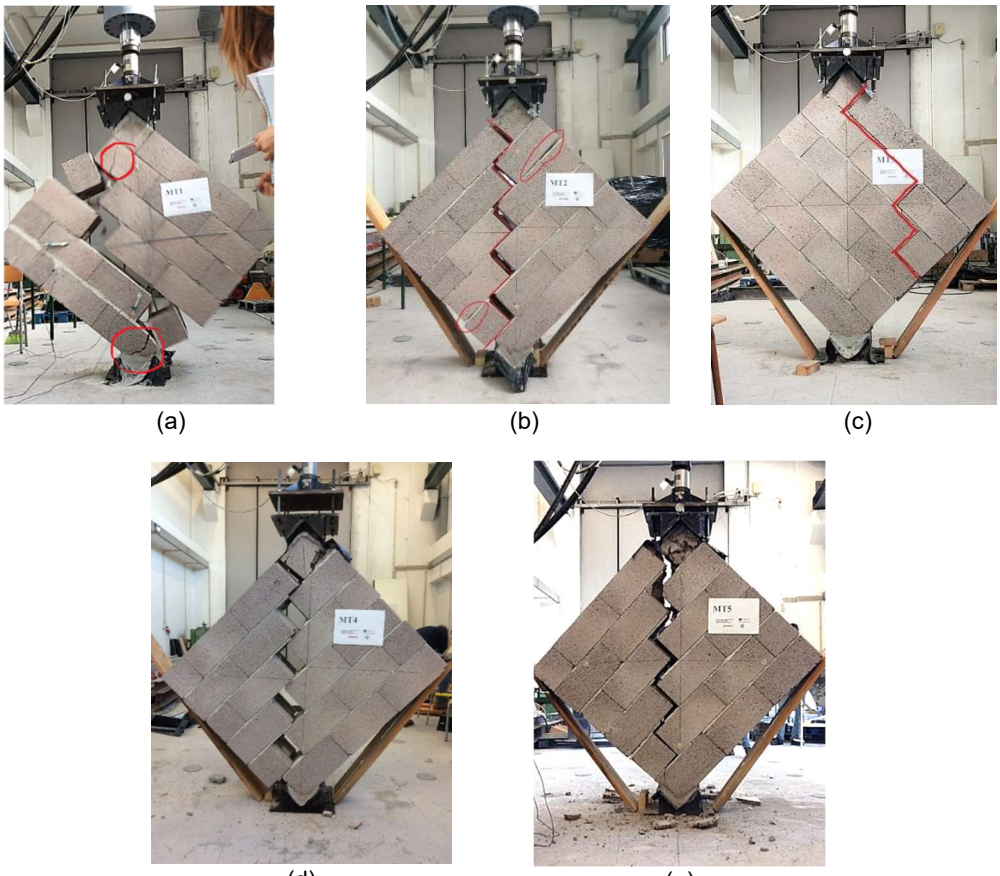
O murete MT1 foi o primeiro a ser testado e apresentou uma rotura sem aviso prévio, não tendo permitindo a retirada dos LVDT´s, ver Figura 67 (a). Dois dos Gefran´s que mediam os alongamentos na direção horizontal ficaram danificados, levando a adotar medidas de segurança nos ensaios seguintes.

Como se pode observar a partir da Figura 67 (a), a rotura deu-se simultaneamente pelas juntas de argamassa e pela fissuração nos dois blocos junto ao apoio superior e inferior. Esta imagem foi retirada do vídeo realizado durante o ensaio.

Nos muretes MT2, MT4 e MT5 a rotura foi essencialmente pelas juntas verticais e horizontais, sendo o caminho da fissuração seguido na direção da aplicação da força e da respetiva reação. O facto de a

rotura dos muretes ocorrer maioritariamente nas juntas, deve-se à aderência entre a argamassa e o bloco não ter atrito suficiente para suportar as tensões de corte. Recorda-se que a junta horizontal é uma junta descontínua e a junta vertical uma junta seca de encaixe simples.

Apenas o murete MT5 apresentou uma evolução da rotura, começando com o esmagamento do bloco junto ao cabeçote metálico superior, que foi aumentando com o incremento da carga aplicada. Só depois abriu a fenda em escada pelas juntas verticais e horizontais até ao apoio inferior. O esmagamento do bloco, pode ter sido devido a alguma fragilidade pré-existente no bloco, não resistindo assim à grande concentração de tensões ali instalada.



(a) (b) (c)

(d) (e)

Figura 67 – Dano final nos muretes ensaiados à tração por compressão diagonal: (a) MT1; (b) MT2; (c) MT3; (b) MT4; e (c) MT5

3.7 Resistência à flexão segundo um plano perpendicular às juntas horizontais

3.7.1 Provetes

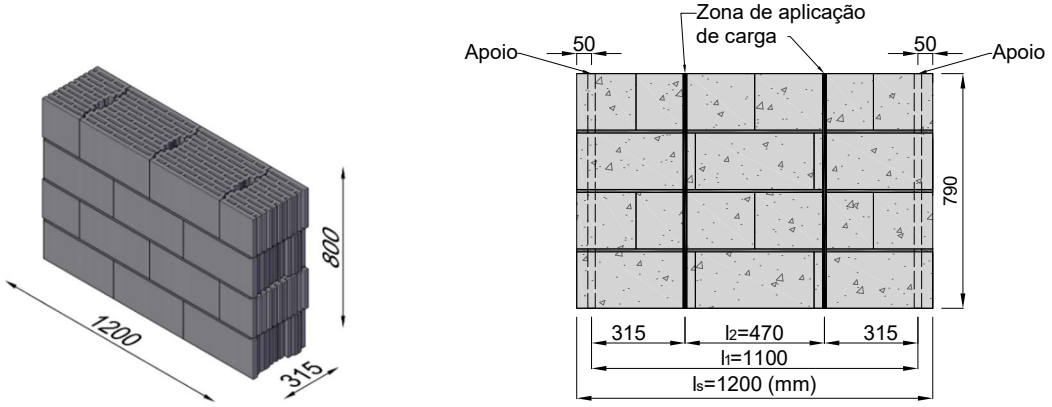
As dimensões dos muretes foram determinadas segundo a norma NP EN1052-2 (2002), tendo em conta os critérios de dimensionamento já referidos no subcapítulo 4.6.1.1 e os aspetos referidos na

Tabela 21. O número de muretes construídos para a realização deste ensaio foi cinco, que é o mínimo exigido pela norma.

Tabela 21 -Dimensões dos muretes para o ensaio da resistência à flexão da alvenaria, segundo a NP EN1052-2 (2002)

Direção	h_u (mm)	b (mm)	**Condições adicionais**
Resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais	≤ 250	$\geq \begin{cases} 240 \\ 3 \times h_u \end{cases}$	no mínimo uma junta vertical em cada fiada na dimensão l_2
	> 250	> 1000	no mínimo uma junta horizontal e uma junta vertical em cada fiada na dimensão l_2

As dimensões nominais do murete são 800 mm de comprimento e 1390 mm de altura. utilizaram-se 3 blocos por fiada, ao longo de 4 fiadas, perfazendo um total de doze blocos por murete, ver Figura 68.

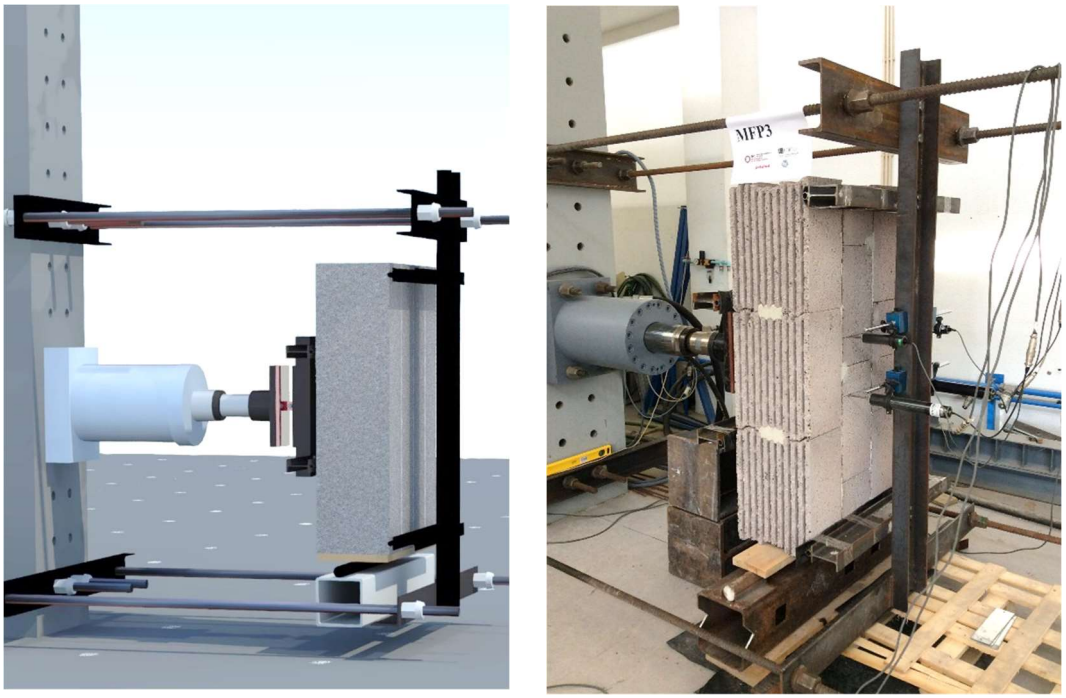


(a) (b)

Figura 68 – Dimensões dos muretes de acordo com a norma NP EN1052-2 (2002): (a) dimensões nominais e (b) desenho com a localização das zonas de carga

3.7.2 ESQUEMA DE ENSAIO E INSTRUMENTAÇÃO

O esquema de ensaio adotado apresenta-se na Figura 69.



(a) (b)

Figura 69 – Configuração do ensaio laboratorial de caracterização mecânica do murete à compressão simples: (a) simulação computacional e (b) condição de ensaio real

Para a realização dos ensaios segundo a norma NP EN1052-2 (2002), foram necessários os seguintes equipamentos:

- Atuador hidráulico da marca Servosis, modelo CH4-100/C300 com capacidade de 1000 kN e 300 mm de curso, estando incorporada uma célula de carga da marca Servosis, modelo PCI-200 com capacidade de 200 Ton;
- Quatro transdutores de deslocamentos (LVDT´s) da marca TML, modelo CDP-50, com curso de 50 mm e sensibilidade $50 \times 10^{-6}\ /mm$;
- Equipamento de aquisição de dados e controlo do atuador hidráulico, composto por um data logger TML TDS-303 com 30 canais e um computador com Software Servosis PCD2K.

Para a realização deste ensaio, houve necessidade de em 3D desenhar ao pormenor todo o *setup* por forma a garantir a correta produção das peças metálicas, o seu acoplamento e correto funcionamento. O desafio deste ensaio de flexão era ensaiar os muretes na sua posição de trabalho, isto é, com o murete posicionado na vertical. Estudou-se assim, um mecanismo que fosse capaz de aplicar o carregamento e garantir a reação nos apoios, ver Figura 69.

O atuador hidráulico foi posicionado horizontalmente e aparafusado à parede de reação através de quatro varões *dywidag*. A este atuador acoplou-se um sistema rotulado para acomodar possíveis

rotações do murete durante o ensaio. O controlo do atuador neste ensaio foi por deslocamento a uma velocidade de 0.02 mm/s.

Para realizar a aplicação de carga e os apoios de reação conforme a norma, utilizou-se um conjunto de peris metálicos IPN 100 com tubo metálico de Ø 21.3 mm soldado na parte exterior de um dos banzos, colocando-se entre os tubos metálicos e o murete tiras de neoprene com 5 mm de espessura para acomodar algumas irregularidades de construção e evitar esmagamentos localizados, ver Figura 70 a) e b). Os dois perfis IPN 100 para aplicação de carga foram aparafusados a um perfil UPN 160 que, também ele, estava aparafusado ao sistema rotulado do atuador,

O sistema de reação criado é composto por vários perfis metálicos soldados e aparafusados entre si e ligado à parede de reação através de varões *dywidag,* como se pode ver na Figura 70 c). Os apoios de reação foram aparafusados à estrutura metálica referida anteriormente.



(a) (b) (c)

Figura 70 – a) Sistema rotulado de aplicação de carga acoplado ao atuador, (b) pormenor da tira de neoprene entre o apoio e o murete e c) sistema de reação composto por vários perfis metálicos aparafusados entre si e acoplado à parede de reação

Como ilustrado na Figura 71, para centrar o murete com o atuador (em altura), foi necessário utilizar um perfil metálico quadrangular oco com altura de 200 mm e um tubo metálico com 50 mm de diâmetro devidamente travado, de forma a permitir a rotação do murete. Colocou-se também uma tábua de madeira com 30 mm de altura entre o tubo metálico e a base do murete de forma a garantir a posição central do provete durante o ensaio. Posicionou-se toda a estrutura metálica de reação e de apoio do murete sobre uma palete devidamente nivelada.



Figura 71 – Pormenor do apoio do murete

A Figura 72 ilustra a localização dos quatro LVDT´s nos muretes ensaiados à flexão, com aplicação da carga perpendicularmente às juntas de argamassa.

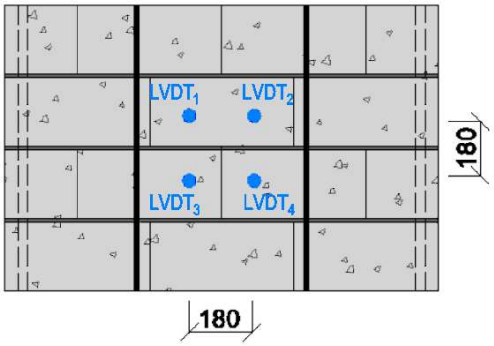


Figura 72 - Localização dos LVDT´s na direção perpendicular ao plano do murete

3.7.3 PROCESSAMENTO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

De acordo com a norma NP EN1052-2 (2002), para cada murete ensaiado, foi calculado o valor da resistência à flexão na direção perpendicular às juntas de assentamento, f_{xi}, de acordo com a equação (3.18), arredondado a 0.01 N/mm^2.

$$f_{xi} = \frac{3 \times F_{i,máx}(l_1 - l_2)}{2 \times b \times t_u^2} \qquad [N/mm^2] \tag{3.18}$$

em que:

$F_{i,máx}$ – Força máxima aplicada no murete;

l_1– Distância entre apoios;

l_2– Distância entre zonas de aplicação de carga;

b – Largura do murete na direção perpendicular à direção do vão;

t_u – Espessura do murete.

O cálculo do valor da resistência característica à flexão, f_{xk}, para mais do que cinco provetes ensaiados, pode ser calculado segundo a equação (3.19) com arredondamento a 0.01 N/mm^2.

$$f_{xk} = anti\ log_{10} \times (y_c) \quad [N/mm^2] \tag{3.19}$$

Onde:

$$y_c = y_{méd} - k \times s \quad [N/mm^2] \tag{3.20}$$

em que:

k – É uma função do número de provetes e segundo o Quadro 3 da norma, para seis provetes o valor de k é igual a 2.18;

n – Número de provetes ensaiados;

s– Desvio padrão dos n valores logarítmicos;

Sendo:

$$y_n = log_{10}(f_{xn}) \tag{3.21}$$

e

$$y_{méd} = \sum y_n/n \tag{3.22}$$

Pretendia-se a partir do registo contínuo dos valores de carga aplicados e dos deslocamentos sofridos durante os ensaios de flexão, traçar o diagrama força – deslocamento para cada murete. Devido a um erro no cartão de aquisição de dados, apenas se conseguiu os registos força-deslocamento no ensaio do murete MFP1, tendo-se salvaguardado o registo da carga máxima de rotura de todos os muretes. Na Figura 73 podemos observar esse diagrama e visualizar a carga máxima do provete, assim como identificar a abertura de fendas no murete antes deste atingir a rotura. Como já foi referido em ensaios anteriores, quando surgem fissuras no murete, observa-se um decaimento da força, que após rearranjo interno, conduz a um ganho de rigidez e a um aumento de resistência até atingir a rotura final.

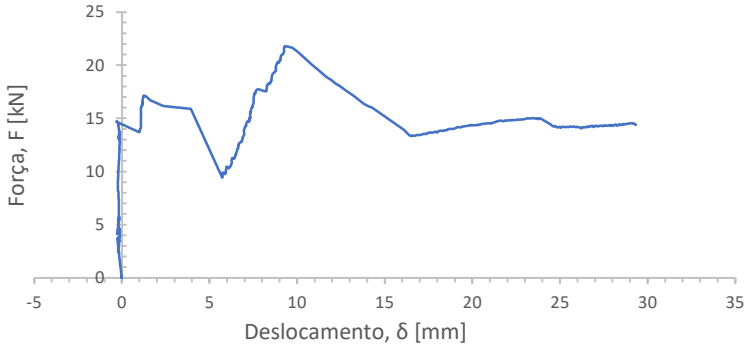


Figura 73 – Diagrama força – deslocamento do murete MFP1 ensaiado à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento

Na Tabela 22 são apresentados os resultados do ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento, nomeadamente as características geométricas dos muretes, a força máxima aplicada aos muretes, $F_{máx,i}$, e o valor correspondente de resistência à flexão, f_{xn}, calculado de acordo com a equação (3.18) e os respetivos valores médios. Obteve-se uma força máxima média de 22143 N e uma resistência média à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais é de 0.27 N/mm^2 com uma variância não muito significativa de 7.83%. O provete que apresentou melhores resultados foi o MFP5, com um valor de resistência máxima à flexão de 0.30 N/mm^2.

A partir da equação (3.19) à equação (3.21), calculou-se a resistência característica à flexão, f_{xk}, obtendo-se um valor de 0.23 N/mm^2.

$$y_c = y_{méd} - k \times s \; = -0.5724 - 2.18 \times 0.0335 = -0.6453$$

$$f_{xk} = anti\, log_{10} \times (y_c) = 10^{y_c} \; = 10^{-0.6453} = 0.23\; N/mm^2$$

Tabela 22 -Resistência à flexão segundo um plano perpendicular às juntas horizontais

Muretes	l_1 [mm]	l_2 [mm]	b [mm]	t_u [mm]	$F_{máx,i}$ [N]	f_{xn} [N/mm^2]	y_n [N/mm^2]
MFP1	1095	480	780	315	21000	0.250	-0.60153
MFP2	1100	475	776	315	22940	0.279	-0.55392
MFP3	1100	475	780	315	20550	0.249	-0.60393
MFP4	1100	475	775	315	20820	0.254	-0.59547
MFP5	1100	475	780	315	24910	0.302	-0.52037
MFP6	1100	475	775	315	22640	0.276	-0.55908
média					22143	0.268	-0.5724
Desvio Padrão					1681	0.02	0.0335
C.V. (%)					7.59	7.83	-5.85

3.7.4 EVOLUÇÃO DO DANO

É apresentado um conjunto de fotografias dos ensaios dos muretes à flexão segundo um plano perpendicular às juntas de assentamento e retiradas algumas conclusões da análise dessas fotos. Na Figura 74 apresentam-se o registo de dano final na face oposta à aplicação da carga e na Figura 75 o dano final na face lateral direita dos 6 muretes ensaiados.

Verifica-se em todos os muretes ensaiados que a rotura se deu entre os dois apoios interiores, que Segundo a NP EN1052-2 (2002), é um critério de validação dos resultados obtidos. Embora se verificasse em quatro dos seis provetes um esmagamento dos blocos na zona do apoio superior, esse esmagamento não parece ter influenciado o valor máximo de rotura do provete. Teoricamente, o esmagamento dos blocos na zona do apoio superior deveria influenciar o padrão de rotura do murete, mas os tipos de rotura foram tão variados que nos impede evidenciar essa tese.

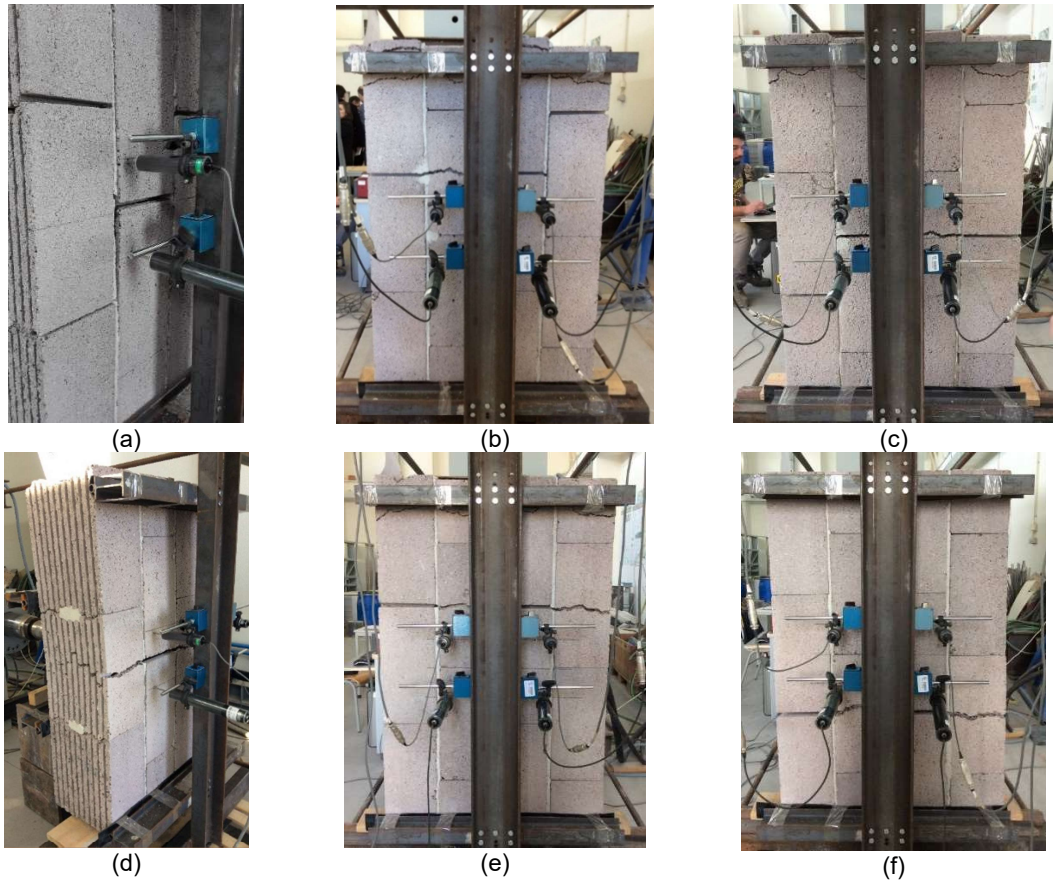
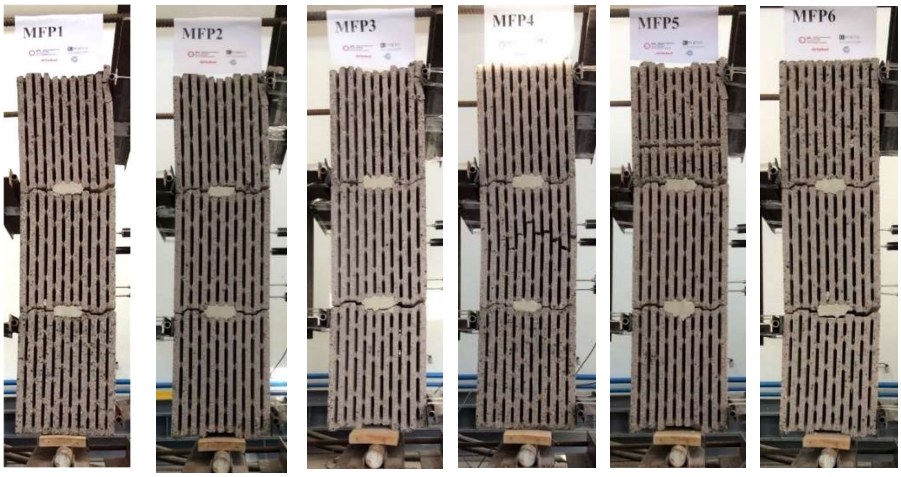


Figura 74 – Dano final nos muretes ensaiados à flexão segundo um plano perpendicular às juntas de assentamento: (a) MFP1; (b) MFP2; (c) MFP3; (d) MFP4; (e) MFP5; e (f) MFP6

No murete MFP1 não houve fratura de blocos e a rotura deu-se pelas juntas secas e juntas de argamassa, permitindo ao murete maior deformação. Os muretes MFP2 e MFP3 tiveram roturas

idênticas, apenas a alturas diferentes, onde a fratura atravessou a junta seca, subiu pela junta de argamassa até à próxima junta seca e seguiu horizontalmente na restante largura do murete.



(a) (b) (c) (d) (e) (f)

Figura 75 – Registo final de dano nos muretes ensaiados à flexão segundo um plano perpendicular às juntas de assentamento – vista lateral: (a) MFP1; (b) MFP2; (c) MFP3; (d) MFP4; (e) MFP5; e (f) MFP6

Os muretes MFP4 e MFP6, não sofreram esmagamentos na zona do apoio superior, demonstraram ter um comportamento de rotura frágil, onde a fenda surgiu apenas na direção paralela ao carregamento, a meia altura do murete MFP4 e a um terço da altura para o murete MFP6. Esta fenda unidirecional deu-se ao longo de juntas secas tendo atravessado os blocos pela zona dos septos.

Nos restantes muretes, verificou-se uma estabilização e rearranjo interno na zona de esmagamento do apoio superior, que permitiu a continuação do ensaio até à rotura. O murete MFP5 teve uma rotura idêntica aos muretes MFP4 e MFP6, mas a dois terços da altura do murete.

3.8 RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO UM PLANO PARALELO ÀS JUNTAS HORIZONTAIS

O ensaio foi realizado segundo a norma NP EN1052-2 (2002), em que o número mínimo de muretes a ensaiar são cinco e com as dimensões indicadas na Tabela 23.

Tabela 23 -Dimensões dos muretes para o ensaio da resistência à flexão da alvenaria, segundo a NP EN1052-2 (2002)

Direção	h_u (mm)	b (mm)	Condições adicionais
Resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais	qualquer	$\geq \begin{cases} 400 \\ 1.5 \times l_u \end{cases}$	no mínimo duas juntas horizontais na dimensão l_2

*h_u é a altura bloco; l_u é o comprimento do bloco; b é a largura do murete e l_2 é a distância entre a aplicação do carregamento na direção perpendicular às juntas.

Para além da aplicação das recomendações da Tabela 23, as dimensões dos muretes foram condicionadas pelas regras exigidas para a colocação dos muretes na máquina de ensaio. Segundo a norma, a distância entre apoios interiores, l_2, pode variar de modo a acompanhar o formato da alvenaria e deve estar compreendida entre 0.4 a 0.6 do espaçamento dos apoios exteriores. A norma também refere que a distância entre os apoios interiores e exteriores não seja inferior à espessura do murete de alvenaria, t_u, ver Figura 76.

De acordo com a norma, chegou-se às dimensões finais do murete com 800 mm de comprimento e 1390 mm de altura e realizou-se o esquema de aplicação da força durante o ensaio, ver Figura 76 e Figura 77.

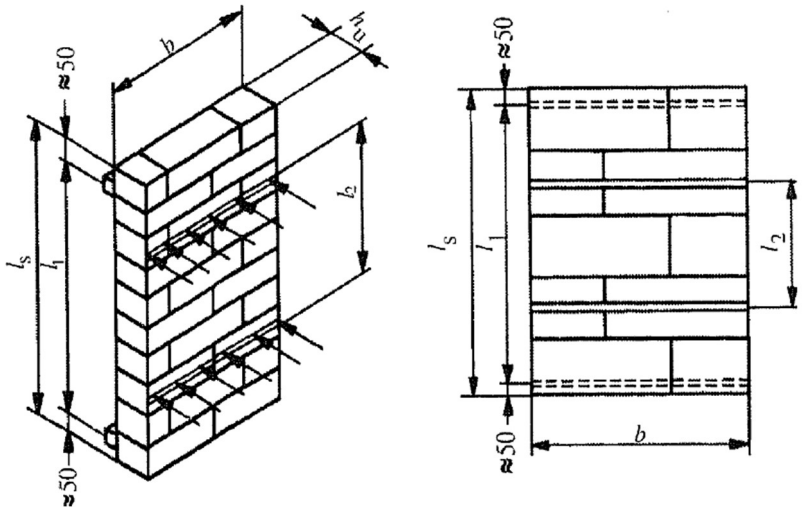
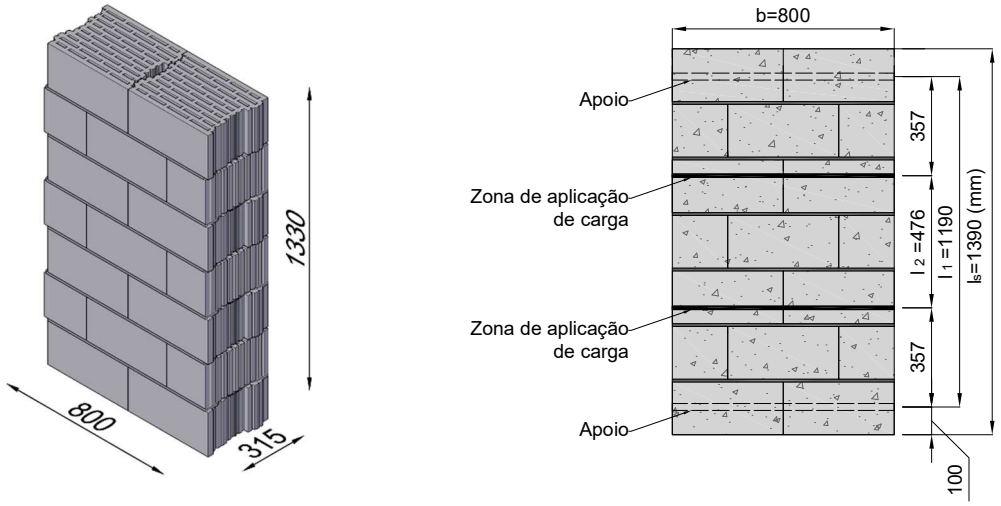


Figura 76 – Exemplos típicos de muretes de alvenaria cumprindo os requisitos da Tabela 23, (NP EN1052-2 (2002))

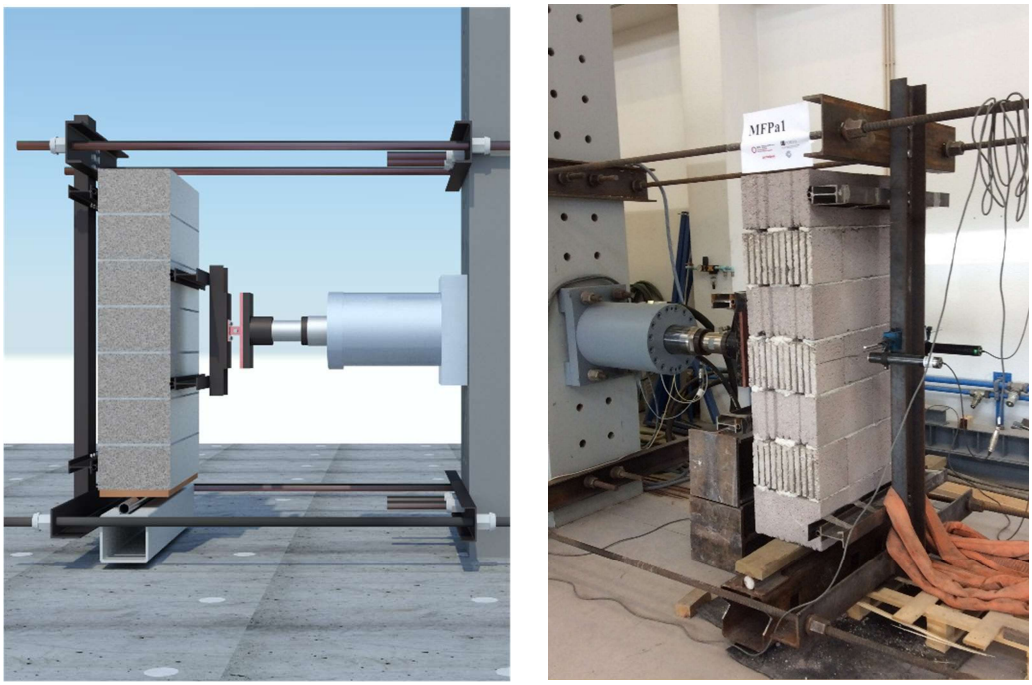


(a) (b)

Figura 77 – Dimensões dos muretes de acordo com a norma NP EN1052-2 (2002): (a) dimensões nominais e (b) desenho com a localização das zonas de carga

3.8.1 Esquema de ensaio e instrumentação

Na Figura 78 está representado o esquema de ensaio adotado, que é praticamente igual ao esquema definido para o ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de argamassa, descrito no subcapítulo 3.7.2.



(a) (b)

Figura 78 – Configuração do ensaio laboratorial de caracterização mecânica do murete à flexão segundo um plano paralelo às juntas horizontais: (a) simulação computorizada e (b) condição de ensaio real

Para a realização deste ensaio foi necessário realizar alguns ajustes ao *setup* do ensaio anterior, que podem ser observados na Figura 79. Assim, afastaram-se os dois apoios de reação (perfis IPN 100) de forma a garantir a distância definida pela norma e para centrar o murete com o atuador (em altura), retirou-se a palete que estava a sob o perfil metálico tubular quadrado que servia de apoio ao murete.

A Figura 80 ilustra a localização de dois LVDT´s nos muretes ensaiados à flexão, com aplicação da carga paralelamente às juntas de argamassa. Devido ao tipo de rotura esperada durante o ensaio, rotura pelas juntas de argamassa horizontais, achou-se suficiente adotar apenas dois LVDT´s. O controlo do atuador neste ensaio foi por deslocamento a uma velocidade de 0.02 mm/s.



(a) (b) (c)

Figura 79 – a) Sistema de aplicação de carga e reação composto por vários perfis metálicos aparafusados entre si e acoplado à parede de reação, (b) Setup ensaio de flexão segundo o plano perpendicular às juntas de assentamento e c) Setup ensaio de flexão segundo o plano paralelo às juntas de assentamento

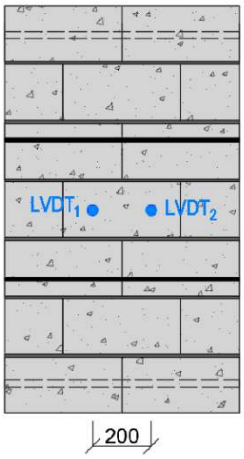


Figura 80 - Localização dos LVDT´s na direção perpendicular ao plano do murete

3.8.2 RESULTADOS E DISCUSSÃO

O valor da resistência à flexão segundo um plano paralelo às juntas de assentamento de cada murete, f_{xi} e o valor da resistência característica à flexão, f_{xk}, são calculados a partir dos dados dos ensaios realizados e de acordo com a norma NP EN1052-2 (2002). No processamento de resultados, as equações usadas neste subcapítulo são as mesmas que estão descritas no subcapítulo 3.7.1.4.

Devido a um erro no cartão de aquisição de dados, não se fez o registo dos deslocamentos sofridos durante os ensaios de flexão, impossibilitando o traçado do diagrama força – deslocamento para cada murete.

Na Tabela 24 apresentam-se os resultados do ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento, nomeadamente as características geométricas dos muretes, a força máxima aplicada aos muretes, $F_{máx,i}$ e o valor correspondente de resistência à flexão, f_{xn}, calculado de acordo com a equação (3.18) e os respetivos valores médios. Obteve-se uma força máxima média de 12205 N e uma resistência média à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais de 0.16 N/mm^2 com uma variância de 21.59%. A variabilidade dos resultados da resistência à flexão é significativa, o que pode ser explicado pelo facto do modo de rotura dos muretes se dar pelas juntas de assentamento horizontais e da qualidade destas depender do modo de execução, afetando as forças de atrito entre os blocos e a argamassa. O provete que apresentou melhores resultados foi o MFPa2, com um valor de resistência máxima à flexão de 0.22 N/mm^2.

Tabela 24 -Resistência à flexão segundo um plano paralelo às juntas horizontais

Muretes	l_1 [mm]	l_2 [mm]	b [mm]	t_u [mm]	$F_{máx,i}$ [N]	f_{xn} [N/mm^2]	y_n [N/mm^2]
MFPa1	1190	478	800	315	14000	0.188	-0.72501
MFPa2	1190	478	800	315	16210	0.218	-0.66136
MFPa3	1190	478	800	315	11660	0.157	-0.80444
MFPa4	1190	478	800	315	8520	0.115	-0.9407
MFPa5	1190	478	800	315	11840	0.159	-0.79779
MFPa6	1190	478	800	315	11000	0.148	-0.82975
média					12205	0.164	-0.7932
Desvio Padrão					2635	0,04	0.0952
C.V. (%)					22	21.59	-12.00

Calculou-se a resistência característica à flexão, f_{xk}, a partir da equação (3.19) à equação (3.21), obtendo-se um valor de 0.10 N/mm^2.

$$y_c = y_{méd} - k \times s \ = -0.7932 - 2.18 \times 0.0952 = -1.0006$$

$$f_{xk} = anti\ log_{10} \times (y_c) = 10^{y_c} \ = 10^{-1.0006} = 0.10\ N/mm^2$$

3.8.3 Evolução do dano

Nas Figura 51 e Figura 52 estão compiladas fotos do dano final dos muretes ensaiados à flexão na direção paralela às juntas de assentamento dos blocos. Após a análise dos padrões de rotura de todos os muretes, pode-se concluir que a abertura de fendas se deu apenas no plano das juntas de

assentamento, devido ao descolamento entre os blocos e a argamassa. Todos os muretes apresentaram uma rotura frágil de uma só fenda, que surgiu na zona de maior momento fletor. O murete MFPa2 fendilhou pela quarta junta horizontal a contar da base e os restantes muretes abriram fenda na terceira junta horizontal, também a contar da base. Ao fendilhar, o murete dividiu-se em dois, ocorrendo uma rotação das partes em torno da linha de interseção entre a superfície da junta de argamassa e a superfície de aplicação de carga.

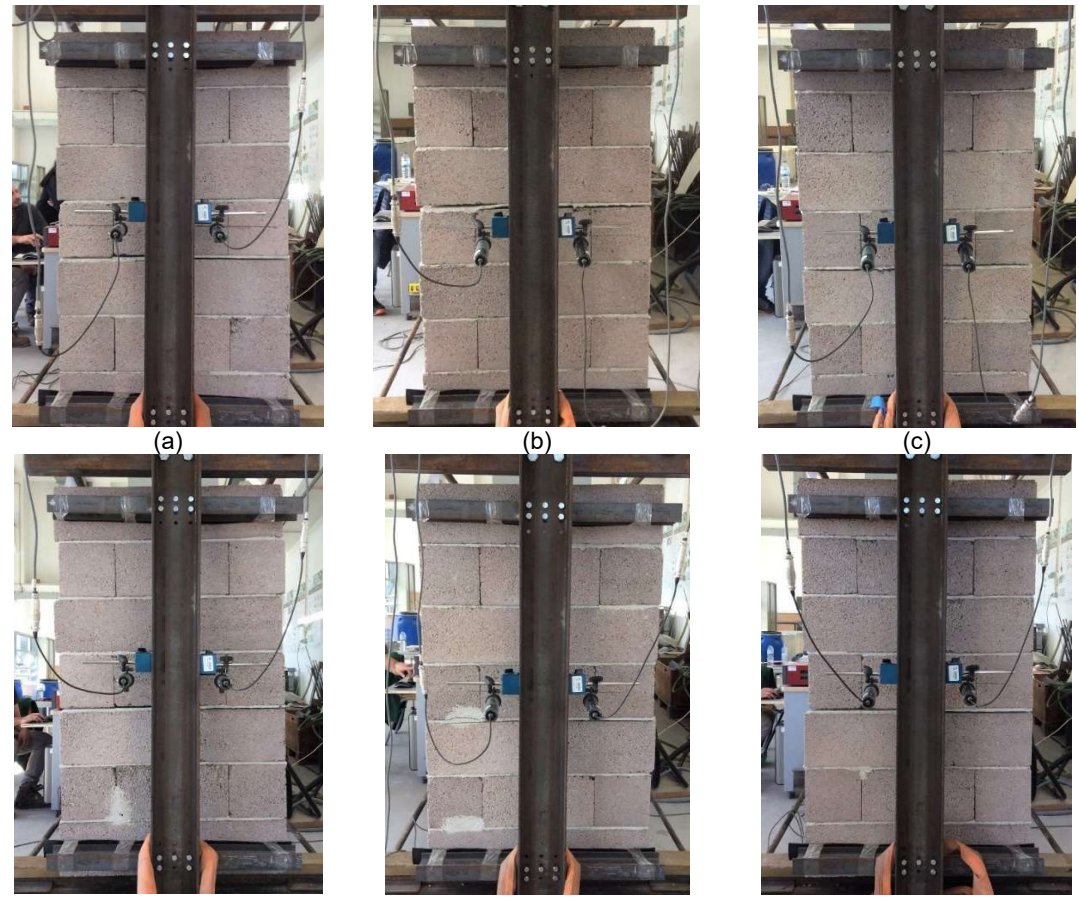
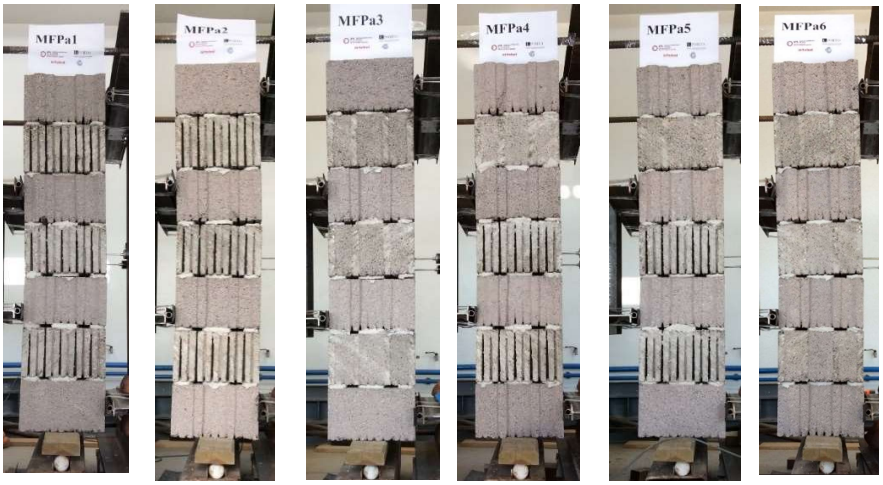


Figura 81 – Dano final nos muretes ensaiados à flexão segundo um plano paralelo às juntas de assentamento: (a) MFPa1; (b) MFPa2; (c) MFPa3; (d) MFPa4; (e) MFPa5; e (f) MFPa6

Na Figura 82 estão apresentadas as vistas laterais dos muretes com o dano registado no final de cada ensaio. Verifica-se que todos os muretes exibem uma ligeira curvatura provocada pela aplicação da carga e descolamento de apenas uma junta de argamassa. A deformada não acentuada dos muretes deve-se à elevada largura destes muretes que aumentam significativamente a sua inércia à flexão.



(a) (b) (c) (d) (e) (f)

Figura 82 – Registo final de dano nos muretes ensaiados à flexão segundo um plano paralelo às juntas de assentamento – vista lateral: (a) MFPa1; (b) MFPa2; (c) MFPa3; (d) MFPa4; (e) MFPa5; e (f) MFPa6

3.9 COMENTÁRIOS FINAIS

De acordo com as normas vigentes, foram realizados ensaios de caracterização mecânica de unidades de alvenaria, das argamassas de assentamento e dos muretes de alvenaria construídos com blocos de betão leve e de furação vertical. Determinou-se a resistência à compressão e o módulo de elasticidade das unidades de alvenaria. Calcularam-se as características mecânicas dos muretes, nomeadamente: resistência à compressão simples na direção perpendicular e na direção paralela às juntas horizontais de argamassa; resistência à tração diagonal; e resistência à flexão paralela e perpendicular às juntas horizontais de assentamento. O resumo das propriedades mecânicas está apresentado na Tabela 25.

Para se perceber a grandeza dos valores obtidos das propriedades mecânicas dos muretes de blocos de betão leve estudados, torna-se importante compará-los com as propriedades mecânicas de muretes construídos com tijolos cerâmicos de furação horizontal, usualmente utilizados na construção. Assim, apresentam-se na Tabela 26, as propriedades mecânicas médias de três tipos diferentes de muretes: muretes construídos com blocos de betão leve de 315 mm de espessura; e muretes construídos com tijolos cerâmicos de 150 mm e 110 mm de espessura. As propriedades mecânicas dos muretes de tijolo cerâmico foram determinados a partir de ensaios realizados no LESE da FEUP e podem ser consultados em pormenor em Furtado *et al.*, (2020).

Os muretes de blocos de betão leve de 315 mm apresentaram o maior valor médio de tensão à compressão (na direção perpendicular às juntas), 7% maior que nos muretes de 150 mm e 31% maior que que os muretes de 110 mm de espessura. O módulo de elasticidade dos muretes com 315 mm de

espessura é 1.4 e 1.5 vezes superior aos de 150 mm e 110 mm, respetivamente. Não temos valores de comparação para ensaios de compressão na direção paralela às juntas de argamassa.

Em relação à tensão de tração por compressão diagonal, são os muretes com 150 mm de espessura que apresentam um maior valor, cerca de 2.7 vezes superior aos muretes com 315 mm de espessura.

Tabela 25 – Resumo das propriedades mecânicas

	Propriedades mecânicas	Valor médio [MPa]	CoV [%]	Desvio padrão [MPa]
Unidade de alvenaria	Resistência à compressão	2.60	13.2	0.34
	Módulo de elasticidade	2424	24.3	589
Muretes de alvenaria	Resistência à compressão ⊥ às juntas horizontais, $f_{c\perp juntas}$	0.865	5.68	0.049
	Módulo de elasticidade ⊥ às juntas horizontais, $E_{\perp juntas}$	2716	5.68	0.049
	Resistência à compressão // às juntas horizontais, $f_{c//juntas}$	0.989	18.1	0.20
	Módulo de elasticidade // às juntas horizontais, $E_{//juntas}$	1903	38.1	725.6
	Resistência à tração diagonal, f_t	0.240	11.9	0.03
	Módulo de distorção, G	1432	26.28	376.4
	Resistência à flexão // às juntas horizontais, $f_{f//juntas}$	0.164	21.59	0.04
	Resistência à flexão ⊥ às juntas horizontais, $f_{f\perp juntas}$	0.268	7.83	0.02

Tabela 26 -Propriedades mecânicas médias de 3 tipos de muretes

Propriedades Mecânicas	Espessura dos muretes		
Valores médios	**[315 mm]**	**[150 mm]***	**[110 mm]***
$f_{c\perp juntas}$ [MPa]	0.865	0.806	0.66
$E_{\perp juntas}$ [Mpa]	2716	1975	1837
$f_{c//juntas}$ [Mpa]	0.989	-	-
$E_{//juntas}$ [Mpa]	1903	-	-
f_t [Mpa]	0.240	0.645	0.565
G [Mpa]	1432	990	1141
$f_{f//juntas}$ [Mpa]	0.164	0.139	0.117
$f_{f\perp juntas}$ [Mpa]	0.268	0.322	0.271

* valores obtidos a partir de ensaios realizados em muretes de alvenaria de tijolo com espessura de 150 mm e 110 mm (Furtado *et al.*, 2020)

Por fim, o maior valor de tensão média de flexão com carregamento paralelo às juntas de argamassa é apresentado pelos muretes com 315 mm de espessura, 18 % e 40 % superior ao valor registado pelos muretes com 150 mm e 110 mm de espessura, respetivamente. Já o valor médio da tensão de flexão com carregamento na direção perpendicular às juntas de assentamento são os muretes com

150 mm de espessura que apresentam o maior valor, 20 % superior ao valor apresentado pelos muretes com 315 mm de espessura.

4

CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE PAINÉIS DE ALVENARIA A AÇÕES PARA FORA DO PLANO

Neste capítulo apresenta-se a caracterização experimental do comportamento a ações para fora-do-plano de painéis de alvenaria de enchimento de blocos termoacústicos, de furação vertical, A campanha experimental compreende quatro ensaios cíclicos quase-estáticos realizados à escala real, três para fora-do-plano e um no plano. Nesta campanha experimental avaliou-se o comportamento para fora-do-plano, com e sem dano prévio e analisou-se a eficiência do reforço de alvenarias de enchimento, no comportamento sísmico e na prevenção do colapso para fora-do-plano.

4.1 INTRODUÇÃO

O Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) tem levado a cabo vários ensaios com o objetivo de caracterizar o comportamento de painéis de alvenaria de enchimento quando solicitado a ações no plano e para fora-do-plano. Todos os ensaios foram realizados em painéis de alvenaria de enchimento constituídos com tijolos cerâmicos de furação horizontal, num pórtico de betão armado construído à escala real. Foram avaliados vários parâmetros, nomeadamente o modo de solicitação do painel, as condições de fronteira do painel, a influência do dano prévio no painel, a influência do nível esforço axial nos pilares e a aplicação de reboco simples ou armado. De seguida apresentam-se algumas conclusões dos ensaios realizados no LESE para alvenarias cerâmicas de furação horizontal.

Furtado *et al.*, (2016) levou a cabo uma campanha experimental para estudar a influência do dano prévio no plano no comportamento do painel para fora-do-plano, concluindo que: a) a resistência para fora-do-plano nos painéis sem dano prévio no plano era cerca de quatro vezes superior relativamente aos painéis com dano prévio no plano; b) a introdução de dano no plano introduziu uma redução de cerca de 30% da rigidez inicial do painel; e c) Os painéis sem dano prévio no plano apresentaram uma degradação acentuada da força máxima a partir do momento em que ocorreu a rotura do painel.

Os ensaios experimentais realizados por Pereira, (2016), pretenderam estudar a influência o tipo de solicitação do painel (ensaios monotónicos e cíclicos), a presença de carga axial nos pilares no comportamento do painel para fora-do-plano e as condições de apoio dos painéis, concluindo que o ensaio cíclico leva a uma diminuição da capacidade resistente, relativamente ao ensaio monotónico, uma vez que a perda de atrito nas regiões mais frágeis do painel, numa segunda repetição para um determinado deslocamento alvo a força necessária para que esse deslocamento ocorra seja inferior à da primeira ocorrência. Relativamente à presença de esforço axial nos pilares do pórtico de BA, constatou-se uma diminuição de rigidez para fora-do-plano do painel ainda que tenha levado a um aumento da capacidade resistente dos mesmos painéis. A alteração das condições de apoio (painel alinhado com o pórtico e painel saliente relativamente ao pórtico, reproduzindo a solução utilizada correntemente para a correção de pontes térmicas) levou a que a capacidade resistente do painel totalmente apoiado no pórtico de BA fosse bastante superior.

A campanha experimental realizada por Rocha, (2018), incidiu sobre painéis de alvenaria sujeitos a ações fora-do-plano, sem aplicação de esforço axial ou dano prévio. Procurou estudar o efeito do reboco no padrão de rotura do painel, o efeito da combinação do reboco com uma malha de reforço procurando analisar parâmetros de resposta observados nos resultados experimentais, tais como a

degradação da força máxima e a degradação da rigidez. Este trabalho concluiu que o painel com reboco reforçado com uma rede de fibra de vidro com $40 \times 40\ mm$ obteve uma capacidade resistente dez vezes superior aos painéis não reforçados e a sua ductilidade também aumentou para mais do dobro. A degradação da rigidez é semelhante para painéis com reforço e sem reforço.

De Risi *et al.*, (2020), realizou uma campanha experimental que incidiu no ensaio para fora-do-plano de painéis alvenaria de tijolos cerâmicos com 110 mm de espessura e avaliou o efeito do reforço do painel com malha ortogonal de fibra de vidro embebida num reboco armado com pequenas fibras de vidro, com e sem conexão ao pórtico de BA. Aferiu ainda a influência do reboco normal e do reboco armado no comportamento das paredes para fora-do-plano. Procurou analisar parâmetros de resposta observados nos resultados experimentais, tais como a degradação da força máxima, a dissipação de energia, perda de rigidez e o padrão de dano. Deste trabalho concluiu-se que: (a) o valor de força atingido na primeira fissura foi 200% superior nos painéis reforçados com reboco armado em relação ao painel de referência e o uso do reboco normal aumentou cerca de 55%; (b) a rigidez secante aumentou significativamente para as paredes reforçadas; (c) a capacidade máxima do painel para fora-do-plano pode ser conseguida usando um reboco armado e um sistema de conexão eficaz que fixe a rede de reforço ao pórtico de BA; (d) o deslocamento atingido no pico da força foi menor nas paredes reforçadas; (e) a energia dissipada foi em média cerca do dobro nas paredes reforçadas ; (f) no colapso os deslocamentos atingidos para fora-do-plano foram superiores nas paredes reforçadas em comparação com a parede de referência e (g) nos casos de painéis reforçados e com a malha de reforço ligada ao pórtico de BA, devem-se desenvolver formas de fixação efetivas para evitar um colapso prematuro do painel para fora do seu plano.

De facto, foram dados contributos significativos com a vasta campanha experimental realizada no LESE sobre painéis de alvenaria de enchimento com tijolo cerâmico de furação horizontal, no entanto, o uso de tijolos/blocos de furação vertical com características térmicas tem vindo a ganhar expressão nas construções mais recentes, tornando-se urgente entender qual a sua influência no comportamento nos edifícios quando sujeitos a ações sísmicas. Neste sentido, pretende-se que os ensaios realizados no âmbito deste doutoramento venham acrescentar conhecimento nessa matéria.

A campanha experimental apresentada neste capítulo compreende quatro ensaios cíclicos quase-estáticos realizados à escala real, três para fora-do-plano (OOP – *Out Of Plane*) sendo um destes realizado com dano prévio induzido por um ensaio no plano (IP – *In Plane*), de paredes de alvenaria de enchimento contruídas com blocos de betão leve de furação vertical e com propriedades térmicas e acústicas melhoradas, ver Tabela 27. Foram avaliadas duas variáveis: i) dano prévio devido a um teste no plano; e ii) eficiência do reforço com solução de reboco armado com fibras de vidro para melhorar a sua resistência e deformação OOP. A parede de referência é designada por LWC_Ref, foi

construída sem reforço e submetida apenas a um teste OOP. A parede LWC_IPOOP foi construída com os mesmos materiais e características geométricas do painel de referência. Esta parede foi primeiro submetida a um teste IP no qual foi imposto um desvio no plano de 0,3% de forma a introduzir danos leves/médios. Em seguida, a parede foi submetida a carregamentos uniformes OOP até à sua rotura. Finalmente, o último modelo aqui estudado é a parede LWC_S que foi reforçada com reboco armado e ensaiado a cargas OOP. Durante os ensaios foi aferido o comportamento de cada parede que se resumiu num diagrama força-deslocamento, a partir do qual se avaliou a degradação da força máxima, a energia dissipada, a caracterização do amortecimento histerético equivalente e a degradação da rigidez. Identificaram-se os diferentes modos de rotura das paredes e traçaram-se os vários perfis horizontais e verticais de deslocamento para fora-do-plano. Por fim, compararam-se os resultados obtidos nestes ensaios com os resultados obtidos com outros ensaios já realizados no LESE para outros tipos de alvenaria.

Tabela 27 – Resumo da campanha experimental em paredes construídas à escala real

Painel de enchimento	Nº ensaios	Reforço	Tipo de ensaio	
			IP	OOP
LWC_Ref	1	-	-	√
LWC_IPOOP	1	-	√	√
LWC_S	1	√	-	√

4.2 DESCRIÇÃO DO PÓRTICO DE BETÃO ARMADO

Nos quatro ensaios realizados, foram utilizados dois pórticos de betão armado (BA) com a mesma geometria, mas com uma pormenorização de armaduras e classe de betão distintas, ambos utilizados em campanhas experimentais anteriores no âmbito de um projeto do LESE. Nos dois primeiros ensaios (para fora-do-plano com a parede reforçada e com a parede não reforçada) utilizou-se um pórtico com características semelhantes às utilizadas na construção corrente dos anos 80, dimensionado de acordo com o REBAP. Embora as paredes ensaiadas nos dois primeiros ensaios sejam constituídas por blocos utilizados nas edificações recentes, isto é, em estruturas dimensionadas segundo o regulamentado no EC2 e no EC8, considera-se que a utilização deste pórtico não influência o comportamento da parede durante o ensaio, uma vez que os painéis de parede são ensaiados com uma carga uniformemente distribuída no plano perpendicular ao plano da parede, entendendo assim, não ser necessário fazer a caracterização deste pórtico. Já a terceira parede foi ensaiada no plano e depois para fora-do-plano com dano prévio. Portanto, este segundo pórtico foi dimensionado e

pormenorizado de acordo com as exigências preconizadas pelo EC 8 para estruturas dúcteis médias. As dimensões geométricas do pórtico de BA e a pormenorização das armaduras estão apresentadas na Figura 83.

O pórtico de BA possui uma massa de 4.53 ton e tem como dimensões gerais $4.8 \times 3.3 \times 0.3\ m$, que correspondem respetivamente ao comprimento, altura e espessura. O pórtico de BA é constituído por duas vigas de secção de $0.30 \times 0.5\ m$ e dois pilares quadrados $0.30\ m$ de lado.

Os pilares possuem uma armadura longitudinal de $4Ø16 + 2Ø12\ mm$ e uma armadura transversal $Ø8 \parallel 0.15$ e $Ø8 \parallel 0.05$ junto aos nós (ver Figura 84a). Em relação às vigas, estas possuem uma armadura longitudinal $5Ø16 + 5Ø16$ mm e uma armadura transversal $Ø8 \parallel 0.20$ e na viga superior tem um reforço junto aos nós de $Ø8 \parallel 0.20$ totalizando nessa zona uma armadura transversal de $Ø8 \parallel 0.10$ (ver Figura 84b).

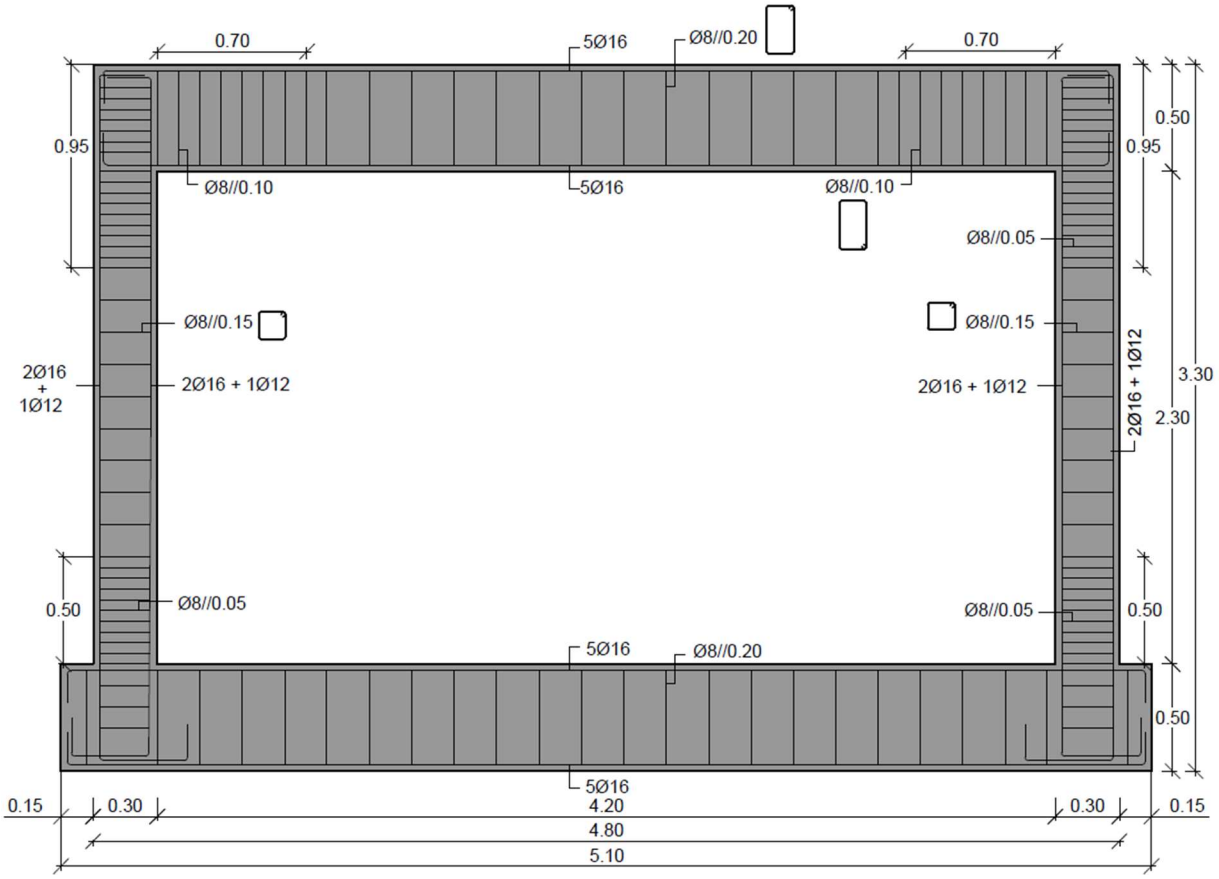
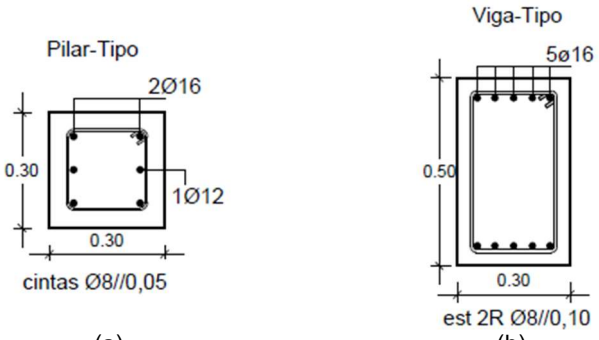


Figura 83 - Dimensões do pórtico de BA e pormenorização das armaduras



(a) (b)

Figura 84 - Dimensões e pormenorização de armaduras: (a) dos pilares e (b) da viga na zona dos apoios

4.3 DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

4.3.1 BETÃO E AÇO DO PÓRTICO

Neste subcapítulo apenas será realizada a caracterização mecânica do segundo pórtico utilizado, dado que que as características deste pórtico influenciam o comportamento da parede ensaiada quando esta está sujeita a cargas no seu plano. Como já foi referido, o pórtico de BA foi utilizado anteriormente noutro ensaio, no âmbito de um projeto do LESE, desta forma, apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade dos provetes de betão na Tabela 28 e os resultados do ensaio de resistência à tração e modulo de elasticidade dos provetes de aço na Tabela 29.

Tabela 28 -Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos provetes de betão

	$f_{cm,cube}$ [MPa]	$f_{cm,cylindric}$ [MPa]	E_{cm} [GPa]
Média	27.53	22.03	30.06
Desvio Padrão	1.05	0.84	0.26
C.V. (%)	3.38	3.83	0.84

Tabela 29 – Resistência à tração e módulo de elasticidade dos provetes de aço

	Ø8		**Ø12**		**Ø16**	
	f_y [MPa]	E_s [GPa]	f_y [MPa]	E_s [GPa]	f_y [MPa]	E_s [GPa]
Média, f_{cm}	535.18	198.93	526.18	184.55	532.37	187.45
Desvio Padrão	8.75	3.51	3.32	7.29	15.01	7.78
C.V. (%)	1.63	1.76	0.63	3.95	2.82	4.15

4.3.2 BLOCOS DE BETÃO LEVE

Na construção dos três painéis de parede ensaiados utilizou-se o bloco termoacústico da empresa portuguesa ARTEBEL. Este bloco de betão leve de agregados de argila expandida tem dimensões de $400 \times 190 \times 315\ mm$, é de furação vertical, é constituído por onze paredes longitudinais separadas entre si por dez micro caixas-de-ar (ARTEBEL, 2008).

No âmbito deste trabalho foi efetuado o ensaio de compressão dos blocos termoacústicos segundo a norma NP EN 772-1, 2002, que se encontra descrito no subcapítulo 3.3 e os resultados estão resumidos na Tabela 6. Em média, o valor da força máxima atingido foi 198.56 kN, o valor da resistência média de compressão normalizada foi 2.60 N/mm^2 e o módulo de elasticidade 2424.45 N/mm^2.

4.3.3 ARGAMASSA

Na construção dos três painéis utilizou-se uma argamassa industrial pré-doseada destinada à execução de elementos de alvenaria, a argamassa M10 da SECIL. De acordo com a especificação técnica da argamassa, esta deveria ter pelo menos uma resistência à compressão de 10 MPa aos 28 dias, facto que não se verificou em nenhum dos ensaios realizados nos provetes retirados das argamassas utilizadas na construção das três paredes. A argamassa utilizada na construção das paredes foi a mesma que se utilizou na construção dos muretes apresentados no Capítulo 3.

Durante a execução dos painéis de parede recolheram-se amostras da argamassa de assentamento e das argamassas de reboco. De acordo com a norma portuguesa EN 1015-11, (1999) determinaram-se a resistência à compressão e a resistência à flexão dessas argamassas. Estes ensaios foram realizados aos 28 dias e os resultados estão apresentados na Tabela 30 e na Tabela 31.

Tabela 30 – Caracterização dos provetes de argamassa de assentamento dos painéis de alvenaria

Painel	**LWC_Ref**		**LWC_IPOOP**		**LWC_S**	
	f_{cm} $[N/mm^2]$	f_f $[N/mm^2]$	f_{cm} $[N/mm^2]$	f_t $[N/mm^2]$	f_{cm} $[N/mm^2]$	f_t $[N/mm^2]$
	6.58	2.43	5.02	1.65	6.2	1.81
Desvio Padrão	2.60	0.64	0.59	0.2	0.30	0.12
CoV. (%)	39.40	26.40	11.75	12.21	4.9	6.6

Apenas o primeiro painel de parede ensaiado, LWC_S, foi rebocado, já que neste painel foi aplicada uma malha de reforço de fibras de vidro embebida no reboco.

Tabela 31 – Caracterização dos provetes de argamassa de reboco relativo ao painel LWC_S

Painel LWC1	f_{cm} $[N/mm^2]$	f_f $[N/mm^2]$
	7.3	2.32
Desvio Padrão	0.53	0.20
CoV. (%)	7.3	8.5

4.3.4 MALHA DE REFORÇO DA ALVENARIA

Na parede de alvenaria LWC_S foi aplicada uma malha de reforço de fibra de vidro com uma trama de $40 \times 40\ mm$ e uma resistência à tração de 70 kN. O nome comercial da malha escolhida é *Fassanet Arg40* e a sua ficha técnica pode ser consultada no Anexo A1.

4.4 PROCESSO CONSTRUTIVO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA

A construção dos três painéis de alvenaria foi realizada no LESE por profissionais experientes de forma a recriar as condições de execução de alvenarias realizadas em obras correntes. Os painéis de alvenaria têm as dimensões gerais de $4.20 \times 2.30 \times 0.315\ m$ e foram executados sequencialmente, permitindo a reutilização do pórtico de BA. Os dois primeiros painéis de alvenaria, LWC_Ref e LWC_S, foram construídos no mesmo pórtico (Figura 85a), enquanto que o terceiro painel LWC_IPOOP foi executado num pórtico dimensionado e pormenorizado de acordo com o EC8 (Figura 85b), tendo ambos exatamente as mesmas dimensões, que podem ser observadas na Figura 83 no subcapítulo 4.2.

O processo construtivo utilizado foi o mesmo nos três painéis, tendo sido o primeiro painel reforçado com uma malha de fibra de vidro embebida no reboco e o segundo e terceiro painel de alvenaria executados sem reboco.

Cada parede é constituída por um pano simples de blocos termoacústicos de betão leve de furação vertical, de dimensões $400 \times 190 \times 315\ mm$ da empresa Artebel.

A argamassa utilizada no assentamento das unidades de alvenaria foi uma argamassa pré-doseada de classe M10 fabricada pela empresa Secil e misturada de acordo com as indicações do fabricante. Para

se puder reduzir o tempo de espera entre ensaios, decidiu-se, depois da construção da primeira parede, adicionar acelerador de endurecimento para argamassas, SIKA RÁPID-1, do fabricante Sika. Foram retiradas amostras da argamassa que foram ensaiadas posteriormente segundo a norma.



(a) (b)

Figura 85 – (a) Pórtico de BA utilizado na construção da 1ª e 2ª parede e (b) pórtico de BA utilizado na construção da 3ª parede

Na construção dos painéis de alvenaria seguiu-se a metodologia indicada pelo fabricante dos blocos, adotando-se juntas de assentamento descontínuas para garantir as características térmicas e acústicas deste tipo de parede.

A construção de todas as paredes, iniciou-se com a colocação de uma camada contínua de argamassa em toda a largura do pórtico previamente humidificado, de seguida procedeu-se ao assentamento dos blocos de forma a alinhar a face do painel com a face anterior do pórtico de BA, sobrando 15 mm do bloco para fora da face posterior do pórtico, Figura 86c. Procedeu-se à colocação das juntas de assentamento descontínuas com aproximadamente 15 mm de espessura, com recurso a uma caixa de argamassar fornecida pela Artebel, ver Figura 86a e Figura 86b. Este procedimento foi repetido sucessivamente até não ser possível encaixar mais uma fiada de blocos, deixando por preencher cerca de 130 mm entre o painel e a face inferior da viga superior do pórtico de BA, ver Figura 86d e (e). Optou-se por fazer o fecho do painel de alvenaria dois ou três dias depois da sua construção de forma a garantir a estabilização na deformação do painel durante a cura da argamassa, garantindo a selagem entre a face superior da alvenaria e a viga superior do pórtico (Figura 86f).

O painel LWC_S foi reforçado uma semana após a sua construção, embebendo-se no reboco uma rede de fibra de vidro, *Fassanet Arg40,* que possui uma malha de $40 \times 40\ mm$ e é comercializada em rolos de $1 \times 50\ m$. O processo construtivo do reforço iniciou-se com o reboco da parede

previamente humidificada, colocou-se a malha de fibra de vidro e voltou-se a rebocar o painel de forma a cobrir toda a malha de reforço.

Para o reboco utilizou-se a argamassa pré-doseada de classe M10 fabricada pela empresa Secil e adicionou-se um acelerador de endurecimento para argamassas, SIKA RÁPID-1, do fabricante Sika. Durante o processo foram retiradas amostras da argamassa que foram ensaiadas posteriormente.



(a) (b) (c)

(d) (e) (f)

Figura 86 – (a) Caixa de argamassar da Artebel, (b) pormenor das juntas descontínuas, (c) face posterior do painel de alvenaria em construção, (d) evolução da construção do painel, (e) imagem antes do fecho do painel de alvenaria e (f) imagem após o fecho do painel de alvenaria

Com a primeira camada de reboco ainda fresca, fixou-se meticulosamente a malha de reforço ao painel de parede através do uso de conectores, ver Figura 88 (a). Estes conectores foram colocados ao longo de todo o painel com um espaçamento entre si de acordo com o esquema apresentado na Figura 87. Para garantir a correta fixação da malha de reforço ao pórtico de BA e de forma a evitar o escorregamento da malha durante o ensaio, adotou-se um sistema de calhas metálicas perfuradas e aparafusadas com buchas metálicas de zinco $M8 \times 60\,mm$, ver Figura 88 (b). Como podemos observar na Figura 87, a malha de reforço, que é fornecida em rolo com um metro de largura, foi

colocada com um comprimento de sobreposição de $100\,mm$, conforme recomendado pelo fornecedor. Nas zonas de ligação do painel ao pórtico de BA, a rede estende-se em $170\,mm$ nas vigas e nos pilares, verificando comprimento mínimo de ancoragem de $152\,mm$ preconizado pela ACI 549.4R, (2013) e é reforçada ao longo de numa faixa de $400\,mm$, por forma a duplicar o reforço necessário nestas zonas de maior tensão, a Figura 88 (b) ilustra esse processo. É importante referir que a forma adotada para evitar o escorregamento da malha entre o pórtico e o painel durante o ensaio, resultou de um aperfeiçoamento de outras técnicas usadas em ensaios anteriores e onde se verificou que a ligação da rede de reforço ao pórtico de BA não era eficiente e não maximizava os objetivos dos ensaios. Após a aplicação da malha de reforço aplicou-se a segunda camada de reboco.

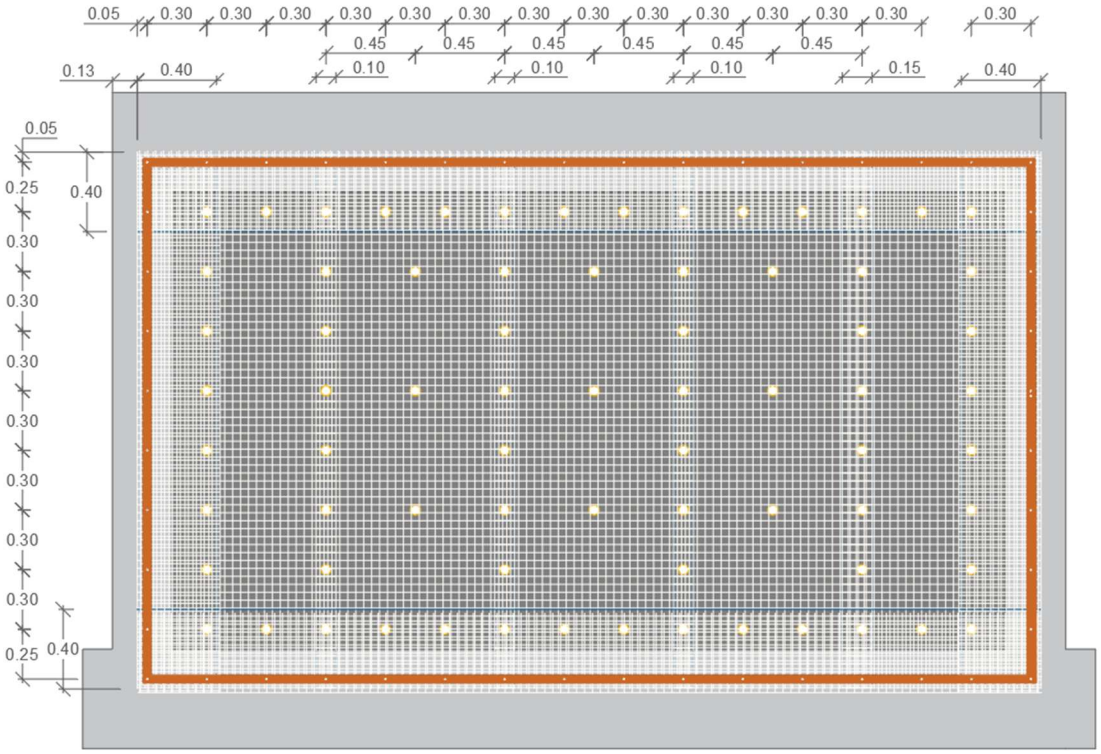


Figura 87 – Esquema de reforço com a malha de fibra de vidro



(a) (b) (c)

Figura 88 – (a) Malha de reforço cravada no painel com conectores, (b) pormenor da dobragem da malha junto ao pórtico de BA e pormenor das calhas metálicas aparafusadas no pórtico de BA e (c) pormenor do aspeto final do painel de alvenaria reforçado



Figura 89 – Evolução da aplicação da malha de reforço no painel de alvenaria

4.5 CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO NO PLANO (IP)

4.5.1 INTRODUÇÃO

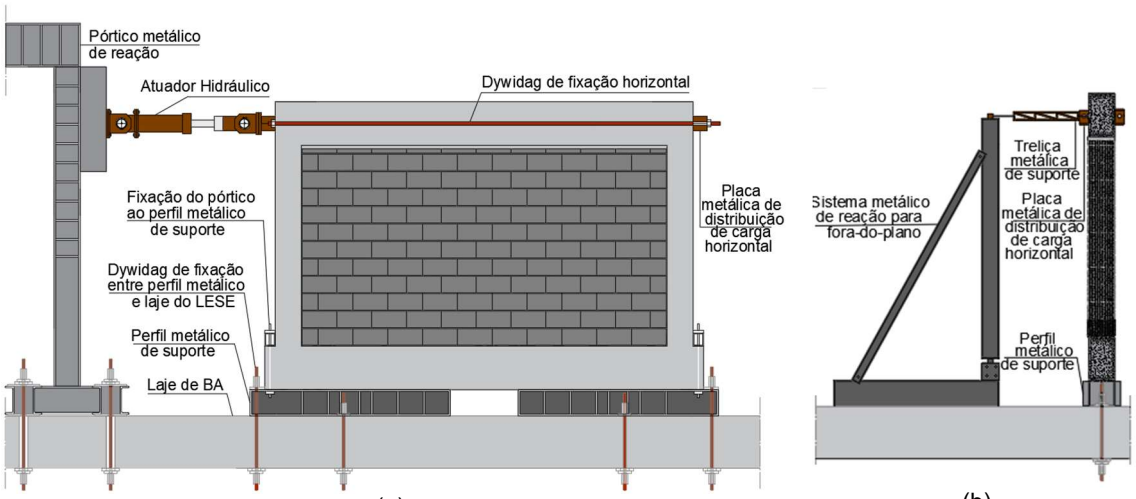
Neste subcapítulo faz-se a análise do comportamento histerético no plano do pórtico de BA considerando a contribuição dos painéis de alvenaria de enchimento. O pórtico foi sujeito a deslocamentos cíclicos no plano, até atingir um *drift* de 0,3%, momento em que a parede LWC_IPOOP apresentou um padrão de rotura em X. Optou-se por não se prosseguir com o ensaio, dado que posteriormente a parede iria ser sujeita a um ensaio cíclico para fora-do-plano.

De seguida apresenta-se o esquema de ensaio e instrumentação e faz-se a apresentação de resultados, abordando a capacidade resistente, análise da evolução de dano do painel de preenchimento e do pórtico de BA, a avaliação da dissipação de energia e a sua capacidade de deformação.

4.5.2 ESQUEMA DE ENSAIO

Para realizar o ensaio cíclico quase-estático no plano na parede LWC_IPOOP, aplicou-se uma força horizontal a meia altura da viga superior do pórtico de BA através de um atuador hidráulico de capacidade de cerca de 500 kN e 150 mm de curso (Figura 91 (a)). Para transmitir a força horizontal ao pórtico no ciclo inverso, recorreu-se a um sistema composto por duas placas de metal posicionadas nos topos da viga (Figura 91 (a) e Figura 91 (b)), ligadas entre si através de quatro varões *Dywidag* (27 mm de diâmetro) pré-esforçados, resultando numa compressão da viga em cerca de 170 kN. O esquema de ensaio cíclico quase-estático no plano está apresentado na Figura 90.

Para prevenir o deslocamento do pórtico para fora-do-plano durante o ensaio, a viga superior do pórtico foi fixada a uma estrutura metálica de reação, através de duas vigas metálicas treliçadas aparafusadas em dois pontos, a 1/4 e 3/4 do comprimento da viga de BA, ver Figura 91 (c).



(a) (b)

Figura 90 – Esquema do ensaio cíclico quase-estático no plano: (a) vista frontal e (b) alçado



(a)

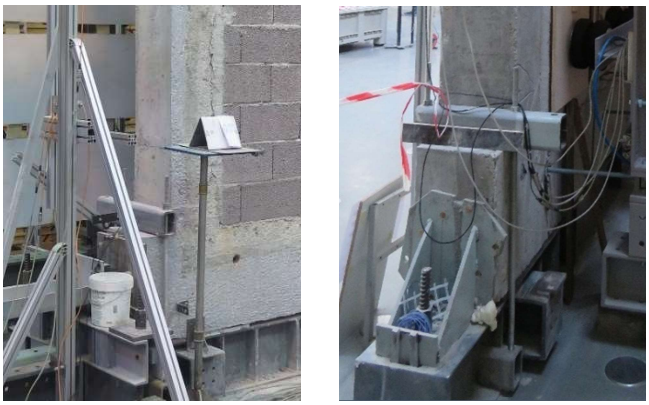


(b) (c)

Figura 91 – Pormenores do sistema de ensaio no plano: (a) ligação do atuador hidráulico à estrutura metálica de reação e sistema de aplicação do ciclo inverso de carga composto por duas placas metálicas ligadas por quarto varões *Dywidag*, (b) pormenor do lado esquerdo da placa metálica e dos varões *Dywidag* e (c) vigas metálicas treliçadas de ligação entre o pórtico de BA e a estrutura metálica de reação

Como se pode observar nas imagens da Figura 92, o pórtico de BA foi apoiado sobre um perfil metálico e amarrado através de ligações aparafusada entre o perfil da base e um perfil colocado na

face superior da saliência da viga inferior do pórtico. O perfil da base encontrava-se encastrado à laje de betão do LESE através de três varões *Dywidags* de 30 mm de diâmetro.



(a) (b)

Figura 92 – Pormenor de fixação entre o pórtico de BA, perfil metálico e laje do LESE: (a) lado esquerdo do apoio e (b) lado direito do apoio

4.5.3 INSTRUMENTAÇÃO

Com o objetivo de monitorizar os deslocamentos do pórtico de BA durante o ensaio no plano, foi adotado um clinómetro e quinze transdutores de deslocamento, dos quais quatro são *Draw Wire Transducers* (DWTs) e onze *Linear Variable Displacement Transducers* (LVDTs) (ver Figura 93).

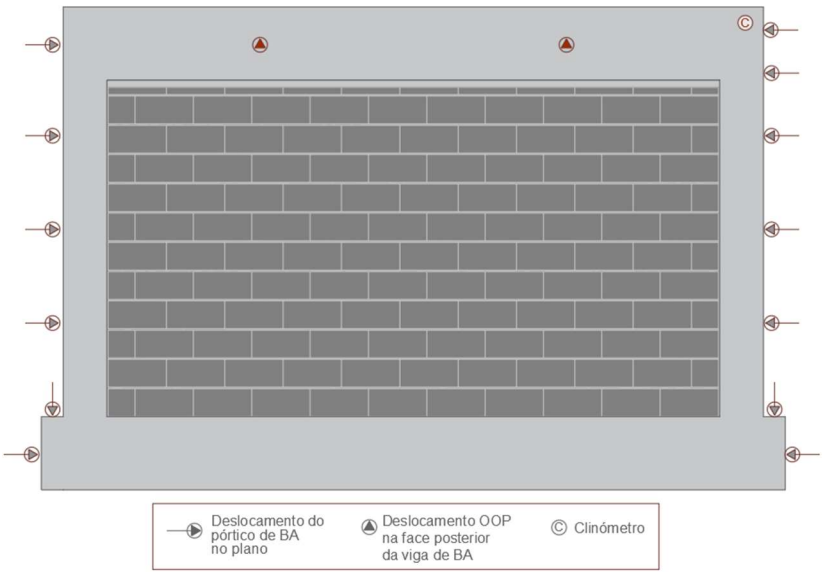


Figura 93 – Localização e identificação dos transdutores de deslocamentos instalados no pórtico de BA

Para medir deslocamentos no plano foram dispostos quatro DWTs (Figura 94a, (b) e (c)) e nove LVDTs (Figura 94 (d) e (f)). A monitorização dos deslocamentos do pórtico para fora-do-plano foi

realizada através das leituras de dois LVDTs instalados na face posterior da viga de BA. A avaliação das inclinações sofridas pelo pórtico durante o ensaio no plano foi realizada a partir das leituras clinómetro que se encontrava colocado no canto superior esquerdo do pórtico (Figura 94 (e)).

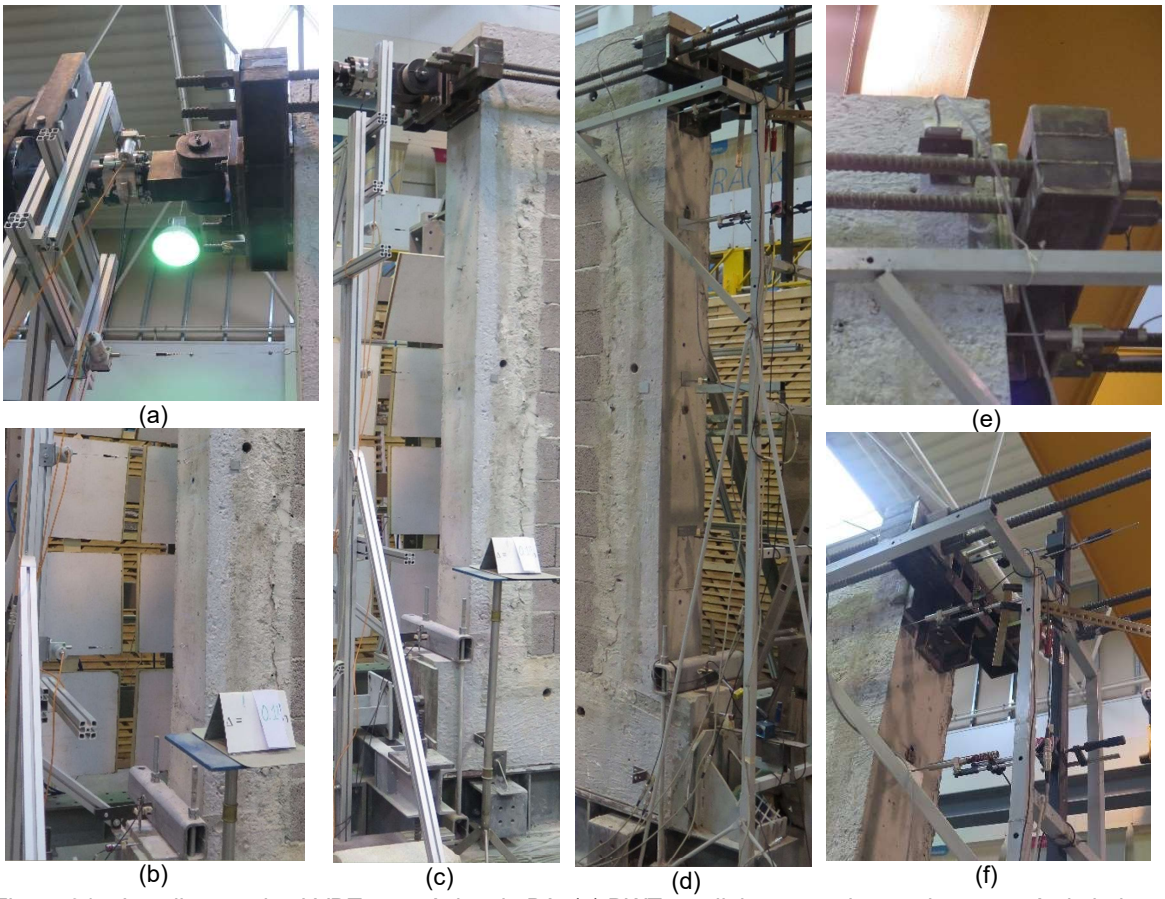


Figura 94 – Localização dos LVDTs no pórtico de BA: (a) DWT no alinhamento do atuador e um nível abaixo, (b) pormenorização dos DWTs na parte inferior esquerda do pórtico, (c) DWTs no lado esquerdo do pórtico, (d) LVDTs no lado direito do pórtico, (e) clinómetro no canto superior esquerdo da viga e (f) pormenorização dos LVDTs localizados na parte superior direita do pórtico

4.5.4 LEI DE CARGA

O carregamento cíclico quase-estático foi aplicado sob a forma de deslocamentos alvo até atingir um *drift* de 0.3%. Cada ciclo foi iniciado com o aumento do carregamento até atingir o deslocamento alvo e após o descarregamento aplicou-se o deslocamento alvo inverso, sendo finalizado após o descarregamento.

Foram impostos três patamares de deslocamentos 2.8, 5.6 e 8.4 mm que correspondem, respetivamente, a 0.1%, 0.2% e 0.3% de *drift*, realizando-se três ciclos de repetição por cada

deslocamento alvo, totalizando nove ciclos completos. A Figura 95 ilustra a lei de carga do ensaio cíclico no plano do painel LWC_IPOOP.

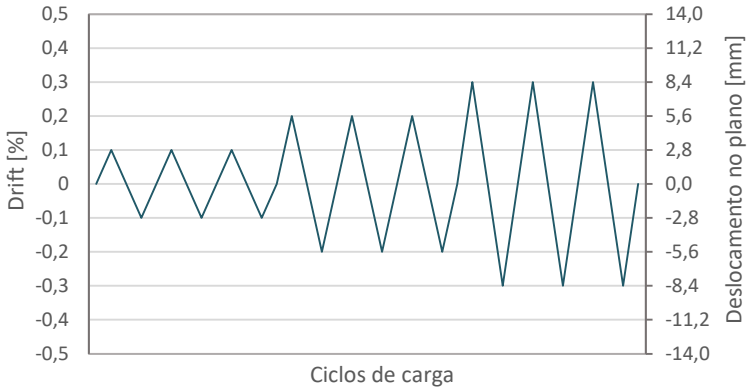


Figura 95 – Lei de carga do ensaio cíclico no plano do painel LWC3

4.5.5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.5.5.1 Relação força-deslocamento

Durante o ensaio cíclico no plano da parede, registaram-se continuamente os valores de força (na célula de carga do atuador) e os deslocamentos (nos LVDTs) em vários pontos da estrutura. O comportamento aferido durante o ensaio encontra-se resumido no diagrama força-deslocamento/*drift* apresentado na Figura 96, em que relaciona a força horizontal aplicada pelo atuador e o deslocamento medido a meia altura da viga superior no alinhamento do atuador. No gráfico apresenta-se também a força horizontal aplicada em função do *drift,* dado que o deslocamento imposto à estrutura foi definido nesses termos. Em cada instante o *drift* foi determinado calculando a razão entre o deslocamento a meia altura da viga superior do pórtico de BA e a altura do pórtico, definida como a distância entre eixos das vigas.

Analisando o diagrama de histerese apresentado na Figura 96, constata-se a perda de rigidez durante o ensaio e pressupõe-se que a resistência máxima no plano não foi atingida. Importa realçar que o facto de o pórtico de BA foi apenas sujeito a 0,3% de *drift,* momento em que o painel de enchimento desenvolveu um padrão de fissuração em X e como o painel ainda iria ser submetida a um ensaio para fora-do-plano, optou-se pela finalização do ensaio. Assim, o valor da força necessária para que o pórtico atingisse os 0.3% de *drift* (2.8 mm) foi 261.63 kN e de -336.13 kN no ciclo inverso.

Analisando o troço ascendente correspondente ao primeiro ciclo apresentado na Figura 96, percebe-se que o pórtico preenchido com alvenaria de blocos de betão leve, exibe um comportamento quase elástico até um *drift* de 0.016% que corresponde a um deslocamento no topo do pórtico igual a 0.44 mm, momento em que há uma quebra no valor da força aplicada e que após rearranjo interno permite

um aumento da resistência, mas com uma menor taxa de crescimento, iniciando a zona de plastificação do diagrama histerético.

A Figura 97 ilustra a evolução das envolventes referentes aos ciclos de carga principais e de repetição. Percebe-se que a degradação da resistência ocorreu durante os ciclos de carga de repetição, em particular durante o primeiro ciclo de repetição que regista uma redução de força entre 8 % e 14%.

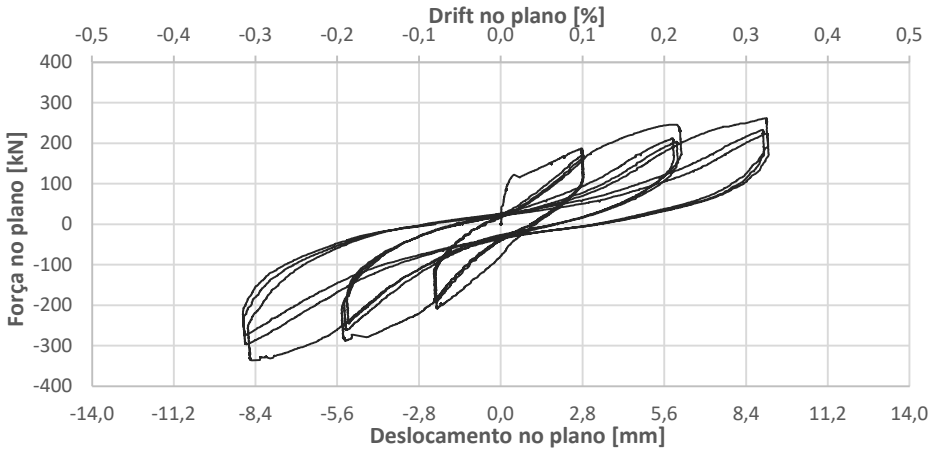


Figura 96 – Relação entre força no plano e os deslocamentos/*drift* no painel LWC_IPOOP

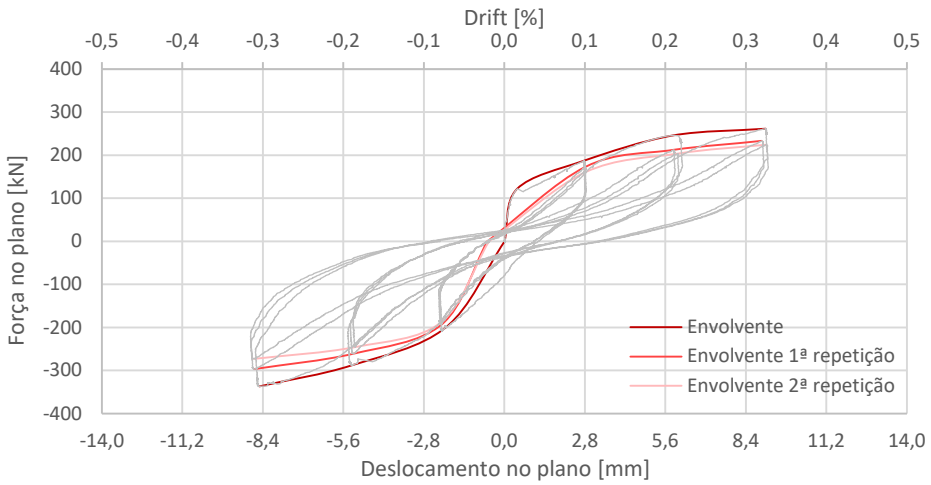


Figura 97 – Envolvente da relação entre força no plano e os deslocamentos/*drift* no painel LWC_IPOOP

4.5.5.2 Análise de dano

Um dos fatores importantes na análise de dano nos ensaios realizados no plano é a evolução do dano no pórtico de BA, já que mostra de que forma é que o painel de enchimento afeta a estrutura envolvente perante uma carga cíclica. Todavia, essa análise não poderá ser realizada neste trabalho,

uma vez que o pórtico usado no ensaio já se encontrava com alguns danos devido à sua anterior utilização num trabalho de investigação. Na Figura 98 (a) pode-se visualizar uma imagem do pórtico de BA com as fissuras pré-existentes assinaladas a branco, localizadas nos nós que ligam os pilares à viga superior e também no pilar esquerdo devido à flexão no plano a que esteve sujeito. As fissuras horizontais apresentadas nos pilares, não atravessam toda a secção do pilar, exibem maior expressão na face esquerda do pilar e vão afinando até desaparecer antes de atingir o eixo do pilar.

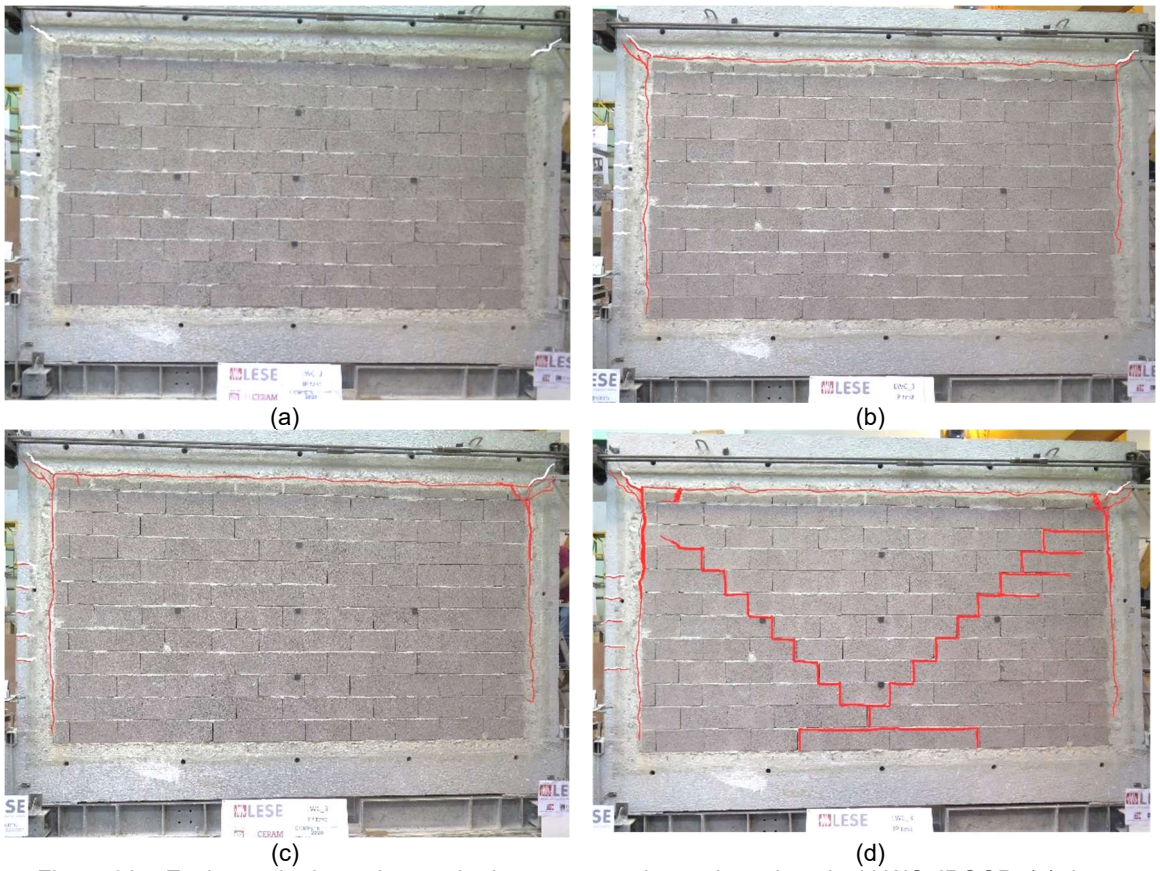


Figura 98 – Evolução do dano observado durante o ensaio no plano do painel LWC_IPOOP: (a) dano existente no pórtico de BA antes da realização do ensaio, (b) dano para 0.1% *drift,* (c) dano para 0.2% *drift* e (d) dano para 0.3% *drift*

Na Figura 98 estão apresentadas as imagens do dano observado durante o ensaio no plano do painel LWC_IPOOP que foi sujeito a vários níveis de carregamento até atingir um *drift* de 0.3%. Até 0.1% de *drift*, surgiram fissuras na ligação do painel de alvenaria aos pilares e à viga superior, no entanto no pórtico de BA, as fissuras existentes tenderam a abrir e surgiram novas fissuras paralelas às existentes nos nós de ligação dos pilares à viga superior, ver Figura 98 (b). Aumentando o *drift* para 0.2%, o painel continuou a não apresentar fissuração, tendo apenas ampliado as fissuras já existentes nos nós superiores do pórtico de BA e as fissuras localizadas entre o pórtico e o painel (Figura 98 (b)). Na mesma zona e verificou-se em algumas partes o destacamento de argamassa colocada no

remate entre o painel de parede e o pórtico (Figura 99). Ao atingir o *drift* de 0.3%, observou-se o esmagamento dos blocos junto aos cantos superiores do painel e foram identificadas as primeiras fissuras diagonais que se estenderam quase simetricamente (pelas juntas de assentamento) dos cantos superiores até ao centro do topo da primeira fiada de blocos do painel, ver Figura 98d e Figura 99 (b).

Classificando o mecanismo de rotura no plano segundo os padrões definidos por Shing and Mehrabi, (2002) e apresentados no subcapítulo 2.3.2.1, o mecanismo de rotura mais aproximado seria o C1, embora o aparecimento de fissuras no painel não tenham tido inicio no centro do painel.



Figura 99 – Pormenores de dano observado durante o ensaio no plano do painel LWC_IPOOP: (a) destacamento do reboco no remate da parede com o pórtico, (b) fissuras diagonais nas juntas de assentamento dos blocos e (c) fissuração no nó superior direito do pórtico de BA (vista posterior)

4.5.5.3 Dissipação de energia

A capacidade de dissipação de energia do pórtico de BA preenchido com paredes de alvenaria é uma propriedade estrutural determinante na sua resistência à ação sísmica. Quanto maior for a capacidade de dissipação de energia, maior é a sua capacidade de acomodar danos sem colapsar durante um evento sísmico (Rodrigues, Furtado, Coelho, *et al.*, 2016). Numa estrutura sujeita a repetidas cargas cíclicas, a dissipação de energia é desenvolvida essencialmente em regime plástico e consegue-se quantificar a partir da resposta histerética da estrutura.

Os valores de energia dissipada em cada ciclo e de energia dissipada acumulada referentes ao ensaio no plano, são ilustrados na Figura 100. Assim, com base na análise do gráfico, verifica-se que à medida que o ensaio vai decorrendo, os valores de dissipação de energia nos vários ciclos vão aumentando, chegando ao final do ensaio, com um valor de energia dissipada acumulada de 9.62 kN.m. Constata-se ainda, que o primeiro ciclo referente a cada deslocamento alvo dissipa mais energia que o segundo ciclo desse deslocamento alvo, quantificando em cerca de 40% a mais para o primeiro e segundo deslocamento alvo, e 27% para o terceiro deslocamento alvo, sendo esta redução associada à degradação de resistência.

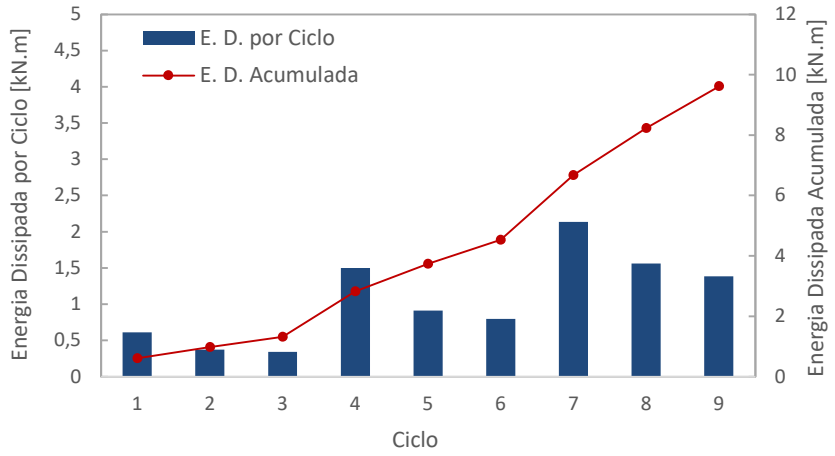


Figura 100 – Energia dissipada pelo painel LWC_IPOOP e energia dissipada acumulada ao longo do ensaio no plano

4.5.5.4 Degradação da rigidez

A degradação da rigidez é um dos parâmetros que caracterizam o comportamento de uma estrutura quando sujeita a um ensaio cíclico. Deste modo, neste subcapítulo é realizada a análise da degradação da rigidez que o pórtico de BA preenchido com alvenaria de blocos sofreu durante o ensaio no plano. Para esta análise foi utilizado o método da rigidez secante, em que todos os troços ascendentes do diagrama força-deslocamento foram deslocados para a origem e em cada troço ascendente foi traçado uma reta que liga o ponto correspondente à força máxima à origem do gráfico, permitindo obter através da inclinação dessa reta o valor da rigidez secante. A caracterização da degradação de rigidez foi efetuada considerando apenas o primeiro ciclo de carga realizado em cada deslocamento alvo, contudo excecionalmente teve-se em conta um pico de carga relativo no troço ascendente do primeiro ciclo, uma vez que separa dois comportamentos distintos em termos de rigidez. A degradação da rigidez foi quantificada a partir do cociente entre a rigidez em cada ciclo e a rigidez inicial, K_i/K_0.

O valor de rigidez inicial adotado, K_0, na zona positiva e negativa dos deslocamentos foi de 269 910 kN/m e 62 810 kN/m, respetivamente.

A Figura 101 ilustra a degradação da rigidez ao longo do ensaio no plano. Constata-se que a maior perda de rigidez, aconteceu no primeiro ciclo de carga (zona de deslocamentos positivos) após atingir o pico relativo de força, localizado no troço ascendente do diagrama força-deslocamento, mostrando sofrer uma perda de rigidez de 75% quando atingiu 0.1% de *drift*.

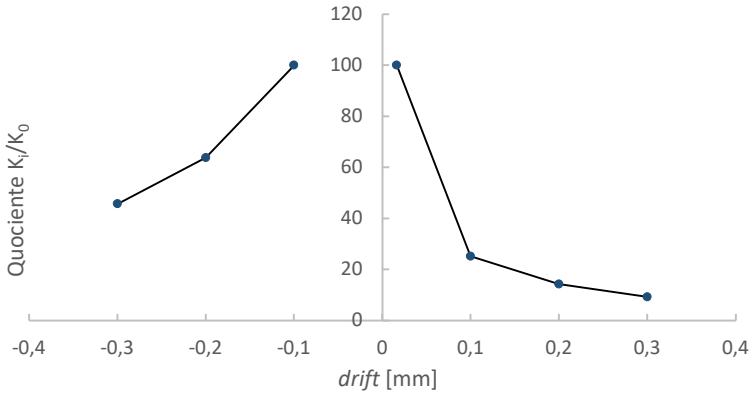


Figura 101 – Degradação da rigidez ao longo do ensaio no plano – Painel LWC_IPOOP

4.6 CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO PARA FORA-DO-PLANO (OOP)

4.6.1 INTRODUÇÃO

Neste subcapítulo, faz-se a caracterização do comportamento para fora-do-plano (OOP) de três paredes de alvenaria de enchimento, de blocos de betão leve, inseridos num pórtico de betão armado ensaiados à escala real. A parede de alvenaria de referência denominada por LWC_Ref, não reforçada nem ensaiada no plano. A Parede de alvenaria LWC_IPOOP, não reforçada, mas apresentava dano prévio, já que foi primeiro ensaiada no seu plano até 0.3% de *drift*. E finalmente, a parede de alvenaria LWC_S, reforçada com reboco armado com malha de GFRP colocado na face oposta à face de carregamento. Pretendeu-se assim caracterizar o comportamento para fora-do-plano deste tipo de paredes, com e sem reforço e também perceber qual a influência da existência de dano prévio no comportamento para fora-do-plano, dado que é o que normalmente acontece durante um sismo.

Nos subcapítulos anteriores fez-se a caracterização do pórtico de betão armado e a caracterização dos painéis de alvenaria. Neste subcapítulo apresenta-se o esquema de ensaio desenvolvido pelo LESE para a aplicação das cargas na direção perpendicular ao plano do painel de alvenaria e faz-se

uma análise dos resultados, nomeadamente a relação força-deslocamento, perfis de deslocamento, dissipação de energia, degradação de rigidez e ilustra-se a evolução do dano até à rotura.

4.6.2 ESQUEMA DE ENSAIO

Todo o esquema de ensaio utilizado nesta campanha experimental foi desenvolvido no laboratório LESE. O ensaio dos painéis para fora-do-plano, da parede, consiste na aplicação de uma carga uniformemente distribuída através de um sistema composto por um conjunto de vinte e oito atuadores pneumáticos que mobilizam toda a superfície do painel de alvenaria, procurando-se deste modo que todo o painel contribua para a resposta à solicitação imposta pelos atuadores. O carregamento aplicado de forma uniforme em toda a parede caracteriza-se como uma ação cíclica quase-estática.

O sistema de aplicação de força é composto por uma estrutura metálica de reação onde se encontram acoplados vinte e oito atuadores pneumáticos (ver Figura 102 (a) e Figura 102 (b)), que exercem uma carga uniforme sobre a parede através de placas de madeira associadas a placas de cortiça de medida $0.50 \times 0.50\ m$ (ver Figura 102 (c)), dispostas de forma a cobrir toda a superfície da parede de alvenaria.



(a) (b)

Figura 102 – Sistema de aplicação e carga uniformemente distribuída no painel de alvenaria: (a) imagem computorizada adotado de (Arêde *et al.*, 2017) e (b) foto do sistema de aplicação da carga

Os Atuadores pneumáticos estão dispostos horizontalmente sobre quatro perfis HEB140 que se encontram ligados a cinco perfis HEB200, verticais, que incorporam a estrutura de reação, como se pode observar na Figura 103a e na Figura 103b. A ligação dos perfis horizontais à estrutura metálica é rotulada por forma a permitir que deslizem lateralmente. Toda a estrutura de reação está ligada ao pórtico de betão armado ao longo de doze pontos, cinco na viga inferior, cinco na viga superior e dois a meia altura dos pilares, tornando todo o sistema auto-equilibrado, já que a carga aplicada na parede é transmitida ao pórtico de betão armado.



(a) (b)

Figura 103 - Estrutura metálica de reação com os atuadores pneumáticos: (a) imagem da traseira do sistema e (b) imagem computorizada adotada de (Arêde *et al.*, 2017)

A ligação da estrutura metálica ao pórtico de betão armado envolveu a realização de furos nas vigas e nos pilares para passagem de varões roscados, que após o posicionamento da estrutura de reação, permitiram em cada varão a colocação de células de carga que possibilitaram a medição contínua das forças transmitidas à estrutura de reação. Para uniformizar a distribuição de carga ao longo das vigas, colocou-se, na face anterior do pórtico e em cada viga, um perfil metálico em C perfurado permitindo a passagem dos varões roscados e a afixação das células de carga, ver Figura 104 (a). A outra extremidade dos varões roscados, foi fixada nas extremidades dos perfis verticais da estrutura de reação, como podemos ver na Figura 104 (b). Nos pilares optou-se por colocar a célula de carga na parte posterior do pórtico, fixada à estrutura metálica de reação através de um varão roscado que na outra extremidade foi fixado à face do pilar com uma chapa metálica e uma porca, ver Figura 104 (c).



(a) (b) (c)

Figura 104 – Fixação do pórtico de BA à estrutura de reação: (a) localização das doze células de carga, (b) pormenor da fixação dos varões roscados à estrutura de reação e (c) pormenor da fixação da célula de carga no pilar do pórtico de BA

Apoiou-se o pórtico de BA sobre um perfil metálico que se encontra fixo à laje do LESE através de três dywidags de 30 mm de diâmetro. Encastrou-se o pórtico de BA ao perfil metálico de base através de ligações aparafusadas entre o perfil de base e um perfil colocado na face superior da saliência da viga inferior do pórtico (Figura 92).

4.6.3 INSTRUMENTAÇÃO

Para se poder monitorizar o carregamento aplicado durante o ensaio, foram colocadas doze células de carga no pórtico de BA que permitiram medir as forças transmitidas à estrutura de reação. As Células de carga estão identificadas e dispostas de acordo com a Figura 105.

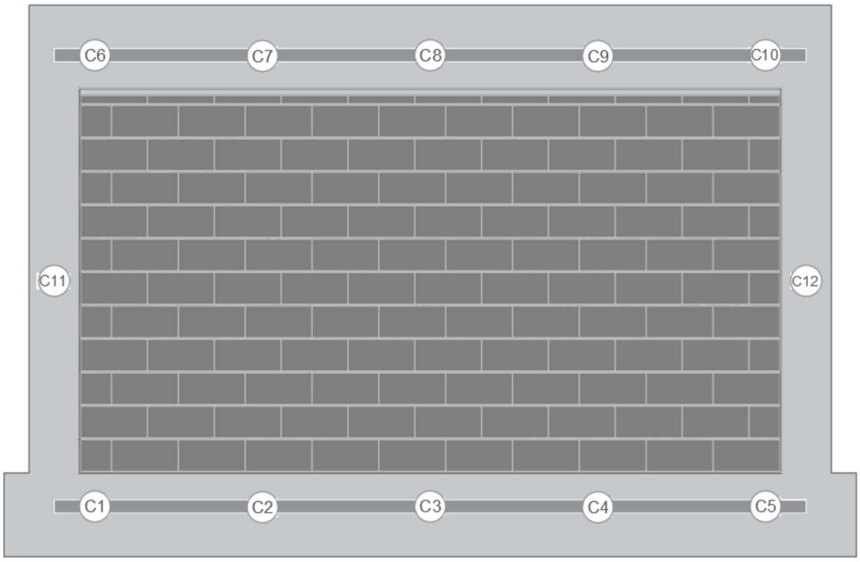


Figura 105 – Localização e identificação das células de carga no pórtico de BA

De modo a caracterizar os deslocamentos OOP e rotações da parede de alvenaria de enchimento, foram colocados vinte e sete transdutores de deslocamentos, sendo dezasseis deles *Linear Variable Displacement Transducers* (LVDTs) e os restantes onze *Draw Wire Transducers* (DWTs). Dos dezasseis LVDTs colocados, oito foram instalados aos pares nos cantos da face anterior do painel, na proximidade da ligação entre o pórtico e o painel, para avaliar as rotações sofridas pelo painel e os restantes foram colocados em torno do perímetro da face posterior do painel para avaliar deslocamentos na direção para fora-do-plano (ver Figura 106). Os onze DWTs foram instalados no interior da face posterior do painel, também com o objetivo de medir deslocamentos na direção para fora-do-plano. Como se pode observar na Figura 107, os vinte e sete transdutores de deslocamentos colocados no painel foram distribuídos por cinco alinhamentos verticais e cinco alinhamentos

horizontais igualmente espaçados, aos quais iremos recorrer mais tarde para fazer a avaliação da evolução da deformação da parede durante o ensaio.

Também foram colocados sete LVDTs no pórtico de BA, um na face superior da viga superior do pórtico e que mede o seu deslocamento vertical, dois na face anterior a meia altura dos pilares (ver Figura 106 (a) e outros dois colocados a meio da face posterior da viga superior, tendo estes últimos quatro medido deslocamentos na direção para fora-do-plano. Os últimos dois LVDTs foram alinhados na vertical, a meio vão da face posterior da viga inferior do pórtico de BA, com o intuito de medir as rotações sofridas pelo pórtico de BA durante o ensaio.



(a) (b)

Figura 106 – Localização dos LVDTs: (a) nos cantos do painel da alvenaria de enchimento e no pórtico de BA a meia altura dos pilares e (b) na zona periférica do painel junto ao pilar de BA

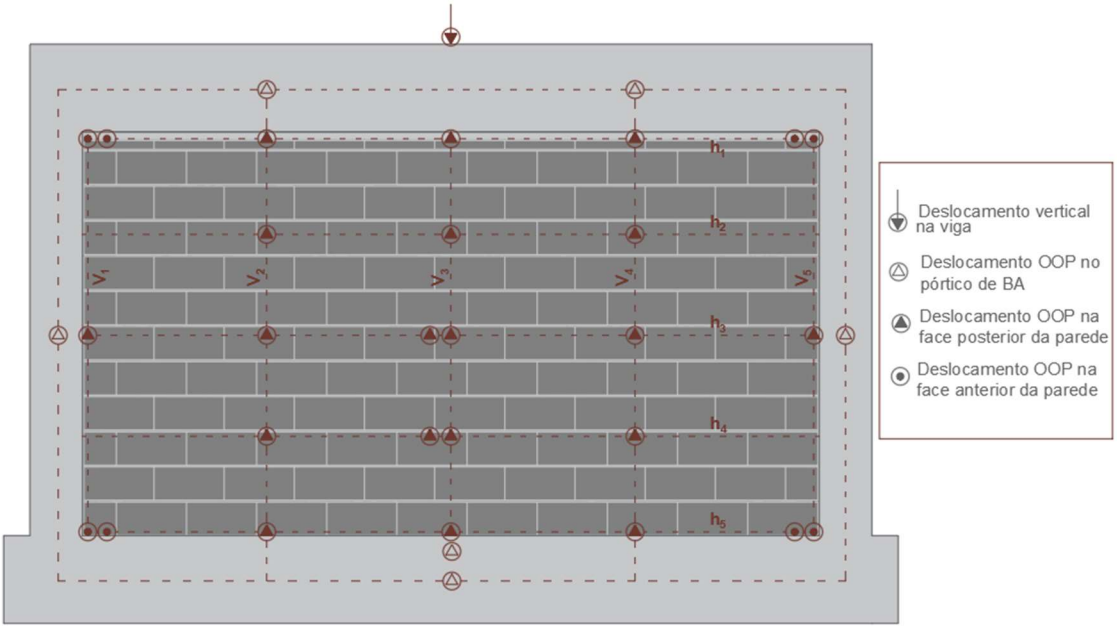


Figura 107 – Localização e identificação dos transdutores de deslocamentos instalados no pórtico de BA e no painel de alvenaria de enchimento

Para melhor visualizar a localização dos transdutores de deslocamentos LVDTs e DWTs executou-se um esquema que pode ser consultado na Figura 107. Ao todo foram instalados trinta e quatro transdutores de deslocamentos.

4.6.4 LEI DE CARGA

O carregamento quase-estático foi conseguido através de semi-ciclos de solicitação horizontal dos painéis, onde foram impostos deslocamentos alvo. Deste modo, cada semi-ciclo foi iniciado com o aumento do carregamento até atingir o deslocamento alvo no centro da parede, e seguidamente foi descarregado até um nível próximo de força nula. Em cada semi-ciclo registou-se a força máxima atingida e fez-se o registo fotográfico do dano da parede. Os deslocamentos alvo considerados nos três ensaios tiveram a seguinte evolução: 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.5, 5, 7.5 e 10 mm, tendo a partir dos 10 mm aumentado de 5 em 5 mm. Para cada deslocamento alvo considerado fez-se uma repetição de ciclo. Estes deslocamentos alvo foram controlados a partir do registo do transdutor de controlo localizado no centro do painel.

O deslocamento alvo máximo atingido pelo painel simples, LWC_Ref, foi de 85 mm, tendo sido realizados quarenta e oito ciclos, dos quais vinte e quatro de repetição. Podemos visualizar a lei de carga do painel LWC_Ref na Figura 108. Com o ilustra a Figura 109, o deslocamento alvo máximo atingido no painel com dano prévio, LWC_IPOOP, foi de 45 mm. Foram realizados trinta e dois ciclos, dos quais dezasseis de repetição.

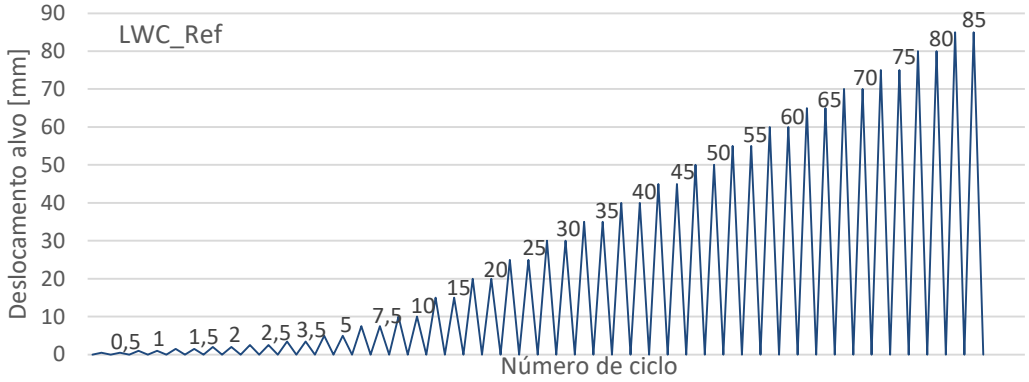


Figura 108 – Lei de carga do ensaio cíclico do painel LWC_Ref

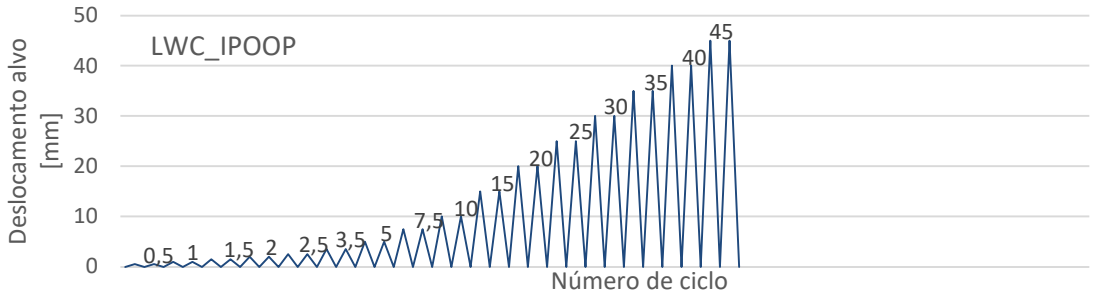


Figura 109 – Lei de carga do ensaio cíclico do painel LWC_IPOOP

Como ilustra a Figura 110, o deslocamento alvo máximo atingido no painel reforçado, LWC_S, foi de 100 mm, tendo sido realizados cinquenta e três ciclos, onde vinte e seis foram ciclos de repetição. Devido a um lapso durante o ensaio não foi realizado o ciclo de repetição para o deslocamento alvo de 65 mm.

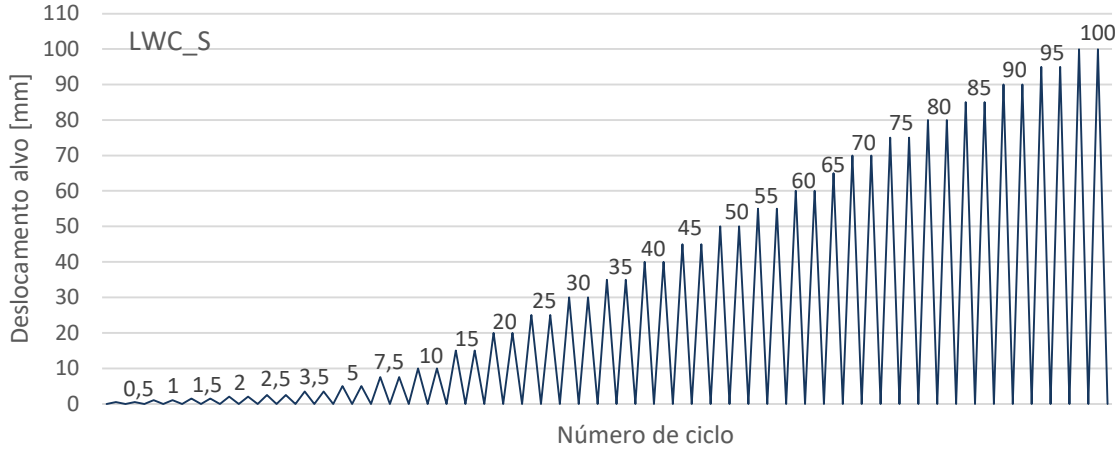


Figura 110 – Lei de carga do ensaio cíclico do painel LWC_S

4.6.5 Resultados e discussão

4.6.5.1 Relação força-deslocamento

Cada um dos três painéis foi submetido a um ensaio de carga quase-estático na direção perpendicular ao plano da parede, de acordo com as leis de carga definidas no subcapítulo anterior. Durante cada ensaio, a aplicação do carregamento cíclico quase-estático foi obtido a partir de sucessivos carregamentos e descarregamentos, registando-se continuamente os valores da força (nas células de carga) e deslocamentos (nos LVDTs) nos vários pontos da estrutura pórtico/parede estrategicamente localizados. Assim, a partir da soma dos valores da força registados nas células de carga e dos valores dos deslocamentos lidos no transdutor de deslocamento localizado no centro da parede, desenharam-se os gráficos força total-deslocamento, resultantes em cada ensaio.

Com base no registo contínuo dos valores da força aplicada calculou-se o respetivo valor de pressão a que o painel esteve sujeito durante o ensaio e a partir do registo contínuo dos deslocamentos do ponto central do painel de parede, determinou-se o *drift* relativo, isto é, em cada instante calculou-se a razão entre o deslocamento do ponto central do painel de parede e a meia altura da parede. Os gráficos apresentados na Figura 111, Figura 113 e Figura 115, representam para cada ensaio, a relação força/pressão (nas ordenadas) e deslocamento/*drift* (nas abscissas).

4.6.5.1.2 Painel LWC_Ref

O gráfico da Figura 111 representa, para o painel LWC_Ref, a evolução da relação entre força total/pressão e o deslocamento/*drift* para os trinta e oito ciclos realizados, dos quais dezanove são ciclos de repetição. O deslocamento alvo atingido no final do ensaio foi 85 mm. Na Tabela A2.1 do Anexo A2, estão apresentados os valores que caracterizam a envolvente força-deslocamento OOP do painel.

A primeira fissura surgiu durante o sétimo ciclo, correspondente ao deslocamento alvo de 2 mm e a um *drift* igual a 0.29%, nesse momento a força registada foi de 76.75 kN.

O painel de alvenaria LWC_Ref atingiu um valor máximo de força de 230.10 kN no trigésimo primeiro ciclo de carga, ao qual corresponde um valor de pressão aplicado na face do painel de 23.82 kPa e a um valor de aceleração horizontal equivalente de $5.9\% \times g$. A resistência máxima do painel foi atingida quando o ponto central do painel sofreu um deslocamento para fora-do-plano igual a 49.69 mm, que corresponde a um *drift* de 4.19%.

Como se pode observar na Figura 111, após o painel atingir a sua resistência máxima, a força aplicada sofreu um ligeiro decrescimento nos três ciclos seguintes (de não repetição), no entanto no trigésimo nono ciclo do carregamento, a parede cede e o LVTD central regista um valor de deslocamento máximo não recuperado de 16 mm. A cedência do painel ocorreu para um deslocamento alvo de 65 mm registando uma força máxima de 205.32 kN e um deslocamento correspondente para fora-do-plano de 65.71 mm. A força correspondente à rotura convencional registou um valor de 183.7 kN e regista-se nesse momento um deslocamento de 79.81 mm, que corresponde a um *drift* 6.94%. Foram efetuados mais nove ciclos até ao final do ensaio, registando-se um deslocamento máximo de 87.17 mm.

Analisando a Figura 112, verifica-se que a envolvente da relação entre força-deslocamento se mantém acima da envolvente de repetição da força-deslocamento, o que significa que existe uma degradação de resistência significativa na repetição dos ciclos.

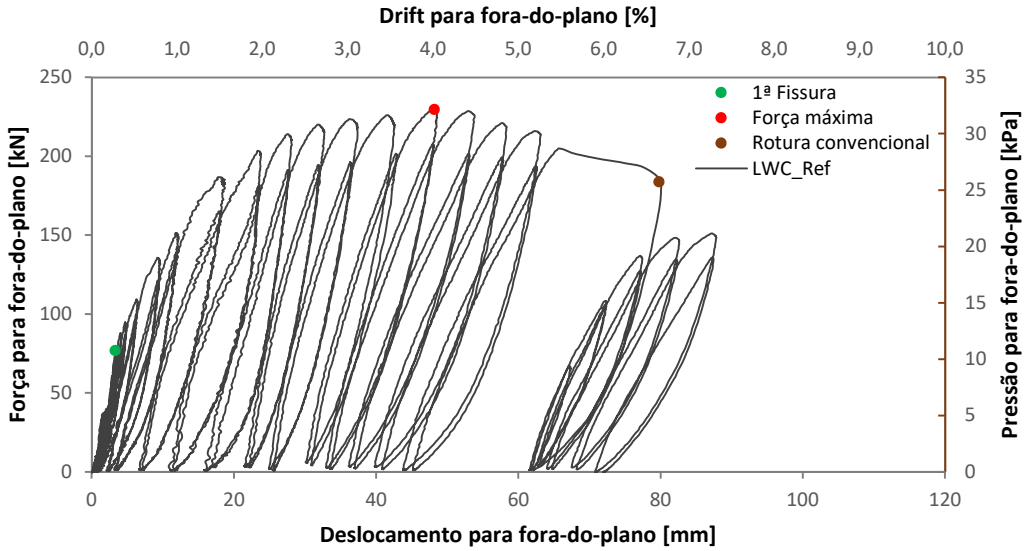


Figura 111 – Relação entre força/pressão e os deslocamento/*drift* no painel LWC_Ref

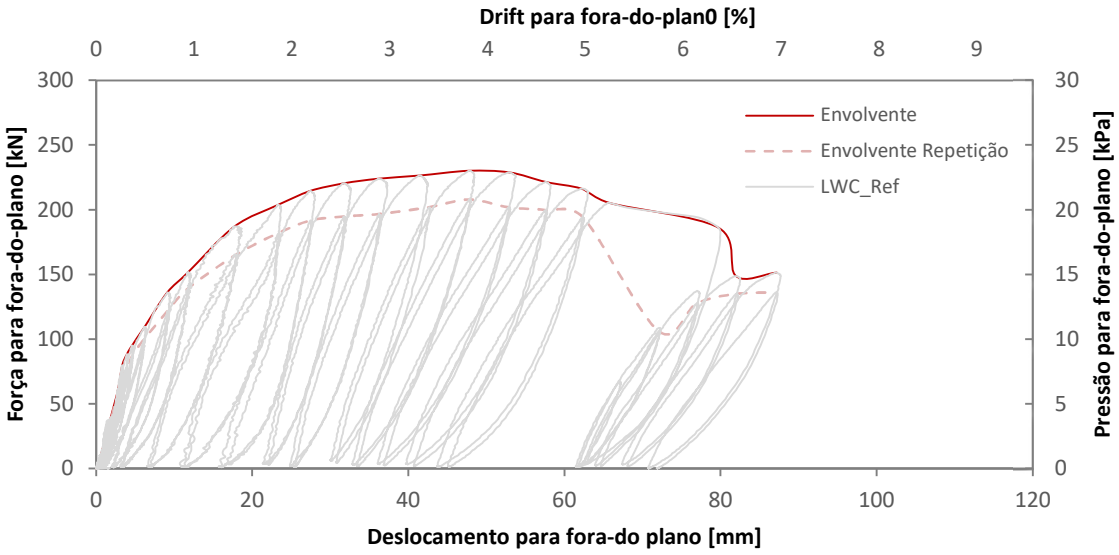


Figura 112 – Envolvente da relação entre a força/pressão e o deslocamento/*drift* no painel LWC_Ref

4.6.5.1.3 Painel LWC_IPOOP

Como referido anteriormente, o painel LWC_IPOOP já registava dano prévio ao ensaio fora-do-plano, resultando num menor número de ciclos de carga efetuados. O gráfico da Figura 113 ilustra a evolução da relação entre força total/pressão e o deslocamento/*drift* para os trinta e um ciclos realizados, dos quais quinze são ciclos de repetição. O deslocamento alvo atingido durante o ensaio foi 45 mm. Na Tabela A2.2 do Anexo A2, estão apresentados os valores que caracterizam a envolvente força-deslocamento OOP do painel.

No ciclo correspondente ao deslocamento alvo de 5 mm, décimo terceiro ciclo, o painel de parede registou a primeira fissura, atingindo um *drift* igual a 0.71% e uma força de 204.41 kN.

Observando a Figura 113, verifica-se que o painel atingiu a resistência máxima de 248.69 kN no décimo sétimo ciclo de carga, ao qual corresponde um valor de pressão na face do painel de 25.74 kPa e a um valor de aceleração horizontal equivalente de $6.4\% \times g$. O valor do deslocamento atingido correspondente à resistência máxima do painel foi de 15.97 mm, que corresponde a um *drift* de 1.39%. Quando o painel atinge a resistência máxima a parede cede e o LVTD central regista um valor de deslocamento máximo não recuperado de cerca de 8 mm, perdendo cerca de 19% do valor de força máxima no deslocamento alvo seguinte (15 mm).

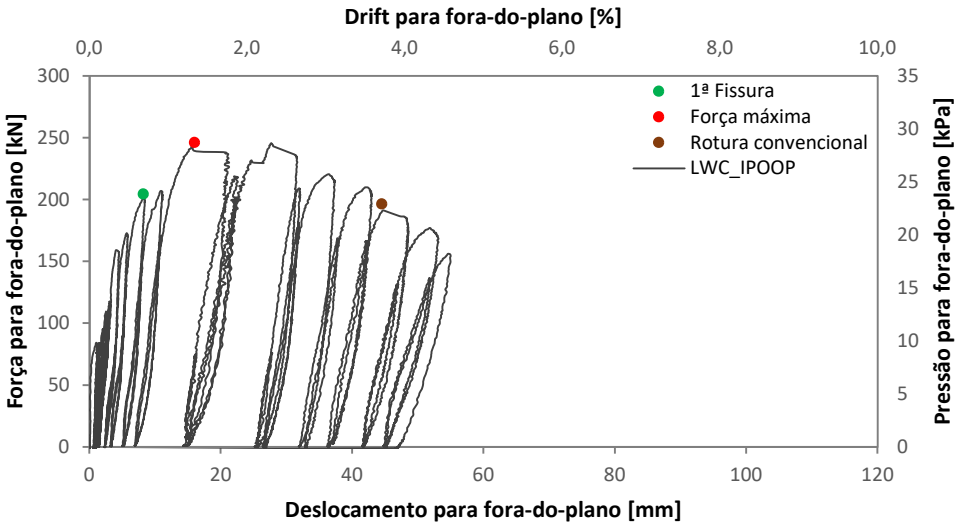


Figura 113 – Relação entre força/pressão e o deslocamento/*drift* no painel LWC_IPOOP

Como se pode observar na Figura 114, no ciclo de repetição para o deslocamento alvo de 25 mm, a parede volta a experimentar um valor de força aplicada muito próximo da sua resistência máxima, 248.27 kN, e volta a ceder registando um deslocamento não recuperado de 10 mm, o que não é normal acontecer num ciclo de repetição. A força correspondente à rotura convencional registou um valor de 196.3 kN e regista-se nesse momento um deslocamento de 44.51 mm, que corresponde a um *drift* 3.87%.

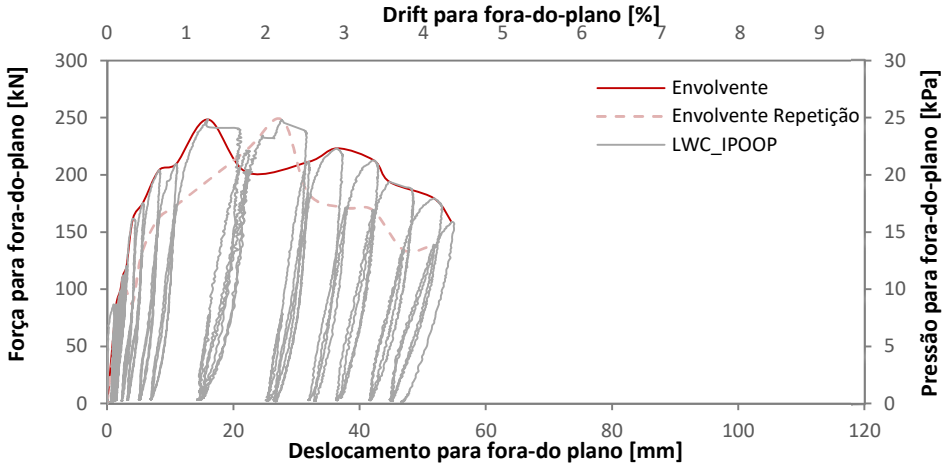


Figura 114 – Envolvente da relação entre a força/pressão e o deslocamento/*drift* no painel LWC_IPOOP

Foram efetuados mais onze ciclos até ao final do ensaio, registando-se um deslocamento máximo de 54.55 mm.

4.6.5.1.4 Painel LWC_S

Com base nos dados registados durante o ensaio do painel de alvenaria LWC_S apresenta-se, na Figura 115, a evolução da relação entre força total/pressão e o deslocamento/*drift* para os cinquenta e três ciclos efetuados, dos quais vinte e seis são ciclos de repetição. O deslocamento alvo atingido no final do ensaio foi 100 mm. Na Tabela A2.3 do Anexo A2, estão apresentados os valores que caracterizam a envolvente força-deslocamento OOP do painel.

A partir dos registos fotográficos, constatou-se que a primeira fissura surgiu durante o sétimo ciclo correspondente ao deslocamento alvo de 2 mm e a um *drift* igual a 0.29%, atingindo nessa altura uma força para fora-do-plano de 169.59 kN.

Da análise da Figura 115, verifica-se que no vigésimo quinto ciclo de carga, o painel de alvenaria atingiu um valor máximo de força de 281.67 kN, ao qual corresponde um valor de pressão aplicado na face do painel de 29.16 kPa e a um valor de aceleração horizontal equivalente de $7.2\% \times g$. O pico da força aplicada foi atingido para o deslocamento alvo de 25 mm, sendo o valor do deslocamento efetivo de 32.29 mm que corresponde a um *drift* de 2.81%.

Podemos constatar que no décimo primeiro ciclo, o painel apresentou alguma fissuração, registando-se uma queda no valor da força aplicada, que após rearranjo interno permitiu um aumento da sua capacidade resistente.

Antes do painel de alvenaria atingir a sua capacidade máxima, a força aplicada nos dois ciclos antecedentes, relativos aos deslocamentos alvo de 15 mm e 20 mm, esteve muito próximo do valor máximo, ficando, cerca de 0.01% e 1.18% abaixo, respetivamente, representando uma zona de

patamar e após o esgotamento da capacidade resistente máxima do painel, o valor da força aplicada caiu para 254.04 kN, cerca de 10% do valor de força máxima, mantendo um decréscimo ligeiro até ao trigésimo nono ciclo, a partir do qual sofre uma nova descida acentuada de 20.8% e volta a exibir um decaimento ligeiro até à rotura do painel. A força correspondente à rotura convencional registou um valor de 225 kN e regista-se nesse momento um deslocamento de 70.96 mm, que corresponde a um *drift* 6.17%. O final do ensaio ocorreu para um deslocamento alvo de 100 mm, que corresponde a um deslocamento efetivo de 101.3 mm e a uma força aplicada de 118 kN.

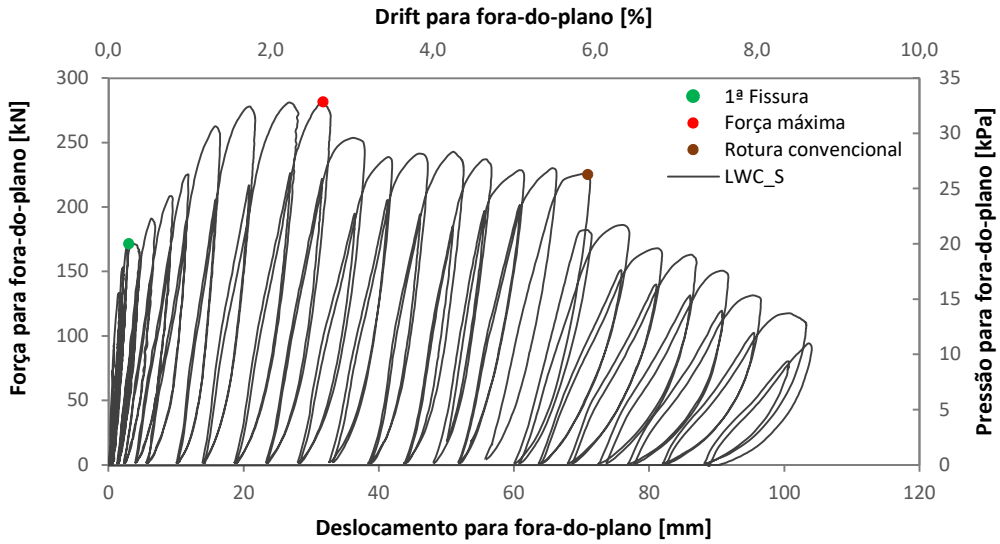


Figura 115 – Relação entre força/pressão e os deslocamento/*drift* no painel LWC_S

Na Figura 116 desenha-se a envolvente e a envolvente de repetição da relação entre força-deslocamento no painel LWC1, que nos mostra claramente que para atingir o mesmo deslocamento uma segunda vez, foi necessário mobilizar menos força.

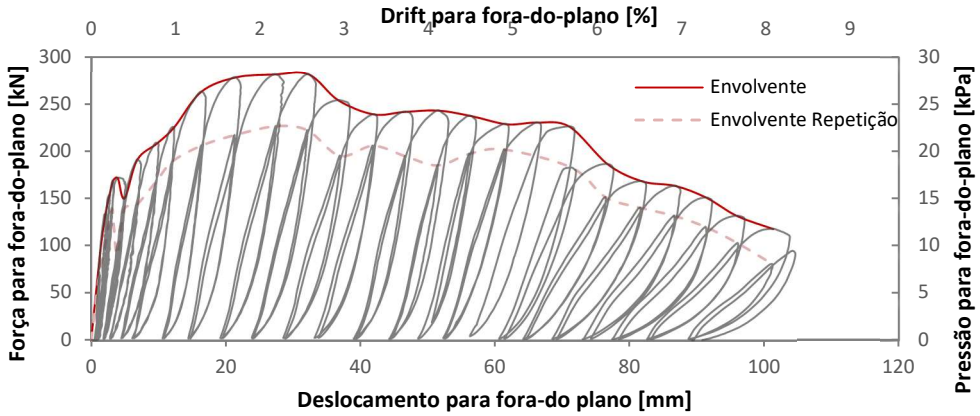


Figura 116 – Envolvente da relação entre a força/pressão e o deslocamento/*drift* no painel LWC_S

4.6.5.2 Análise de dano

O modo de rotura das paredes de enchimento sujeitas a forças para fora-do-plano é uma característica importante na sua caracterização, visto que o tipo de rotura pode influenciar a escolha do modelo de cálculo a adotar na modelação da parede na análise de uma determinada estrutura.

Como já foi referido no subcapítulo 2.3.2.2, as condições de apoio do painel de parede de enchimento no pórtico de BA, afetam o seu comportamento à flexão e o seu padrão de rotura, visto que quanto maior for o grau de encastramento nos bordos do painel, maior é a probabilidade de se formar o arco de flexão que confere maior resistência da parede a forças para fora-do-plano. Neste trabalho experimental, os três painéis ensaiados foram construídos da mesma forma, parede ligada ao pórtico de BA com argamassa na base, bordos laterais e o topo preenchido com argamassa. De acordo com Pasca, Liberatore and Masiani, (2017), o padrão de rotura espectável estaria entre os dois padrões ilustrados na Figura 117. Na realidade, as primeiras fendas que surgiram foram horizontais, o que sugere descolamento entre o bordo superior do painel e a viga de BA, seguindo-se um modo de rotura trilinear do tipo da Figura 117 (a) e finalmente a extensão da fissura vertical até à base painel, o que insinua o descolamento do painel de alvenaria na base.

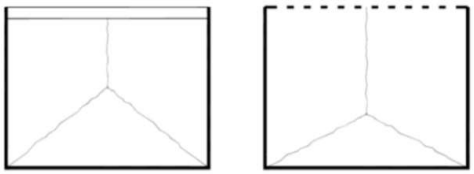


Figura 117 - Padrões de fissuração para várias condições de apoio entre a parede de enchimento e o pórtico de betão: (a) parede ligada na base. nos bordos laterais e o topo preenchido com argamassa e (b) Ligada na base e lateralmente (Pasca. Liberatore and Masiani. 2017)

4.6.5.2.1 Painel LWC_Ref

Na Figura 118, apresenta-se um registo fotográfico que expõe as várias fases da evolução do dano no painel de parede de enchimento durante o ensaio para fora-do-plano. Quando o painel foi sujeito a um deslocamento alvo de 2.0 mm para fora-do-plano (7º ciclo), surgiu a primeira fissura ao longo da junta horizontal de argamassa e a força para fora-do-plano atingiu o valor de 79.7 kN. Ao atingir os 3.5 mm, o painel descolou-se junto à viga superior e abriu uma fissura vertical na parte superior que se desenvolveu obliquamente, segundo um padrão do tipo escada, até aos cantos inferiores do painel. Quando atingiu a resistência máxima, 45 mm, surgiram novas fissuras oblíquas, adensaram-se as fissuras horizontais e verticais e desenvolveram-se fissuras na interface do painel com o pórtico, apresentando um padrão de fissuração que se manteve até ao final do ensaio. Ao atingir o

deslocamento alvo de 85 mm, o painel exibiu um aumento do destacamento relativamente às vigas superior e inferior do pórtico e apresentou novas fissuras verticais ao centro do painel, criando uma espécie de eixo de rotura.

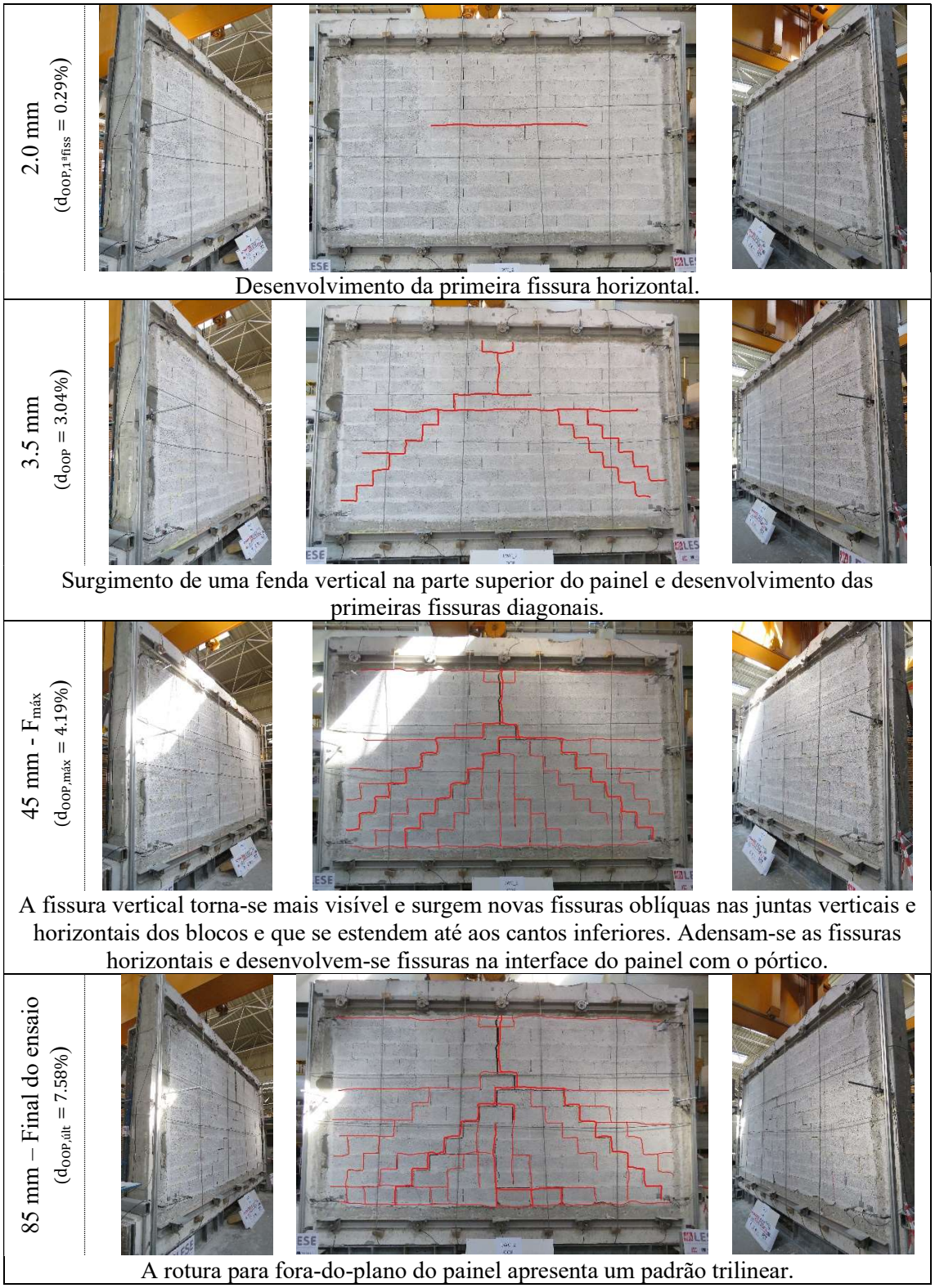


Figura 118 – Evolução do dano observado durante o ensaio para fora-do-plano (OOP) do painel LWC_Ref

A Figura 119 apresenta o registo do dano final do painel LWC_Ref. Apesar do painel se apresentar bastante fissurado na sua parte inferior, consegue-se perceber que as fissuras com maior expressão desenham um padrão de rotura trilinear, visto que a fissura vertical localizada na parte superior do alinhamento central do painel se desenvolve obliquamente pelas juntas de argamassa, em escada, até aos cantos inferiores do painel.



(a) (b)

Figura 119 – Registo final do dano LWC_Ref: (a) vista lateral esquerda e (b) vista frontal

4.6.5.2.2 Painel LWC_IPOOP

O painel de alvenaria de enchimento LWC_IPOOP foi submetido previamente a um ensaio cíclico, na direção do plano, provocando a fissuração do painel de forma simétrica. Assim, antes de iniciar o ensaio para fora-do-plano, registaram-se as fissuras oblíquas, com um padrão em escada, que se desenvolveram dos cantos superiores do painel até ao centro da base do painel e que podem ser observadas na primeira foto de um conjunto de registos apresentados na Figura 120.

Na Figura 120 está apresentada uma sequência de fotos por forma a ilustrar a evolução do dano que o painel sofreu durante o ensaio. Assim, verifica-se que quando a parede atingiu o deslocamento alvo de 5.0 mm para fora-do-plano e uma força aplicada de 175.61 kN, surgiu a primeira fissura horizontal na junta de argamassa que se desenvolveu obliquamente, através de um padrão em escada, até aos cantos inferiores do painel. Aos 10 mm de deslocamento alvo, o painel atinge a sua resistência máxima e abre uma fenda vertical na sua parte superior, localizada sensivelmente à esquerda do eixo central, surgem também algumas fendas horizontais e verifica-se o descolamento do painel relativamente ao pórtico de BA. O padrão de fendilhação da parede mantem-se praticamente igual

até ao final do ensaio, porém o quadrante superior esquerdo do painel sofre grandes deslocamentos para fora-do-plano.

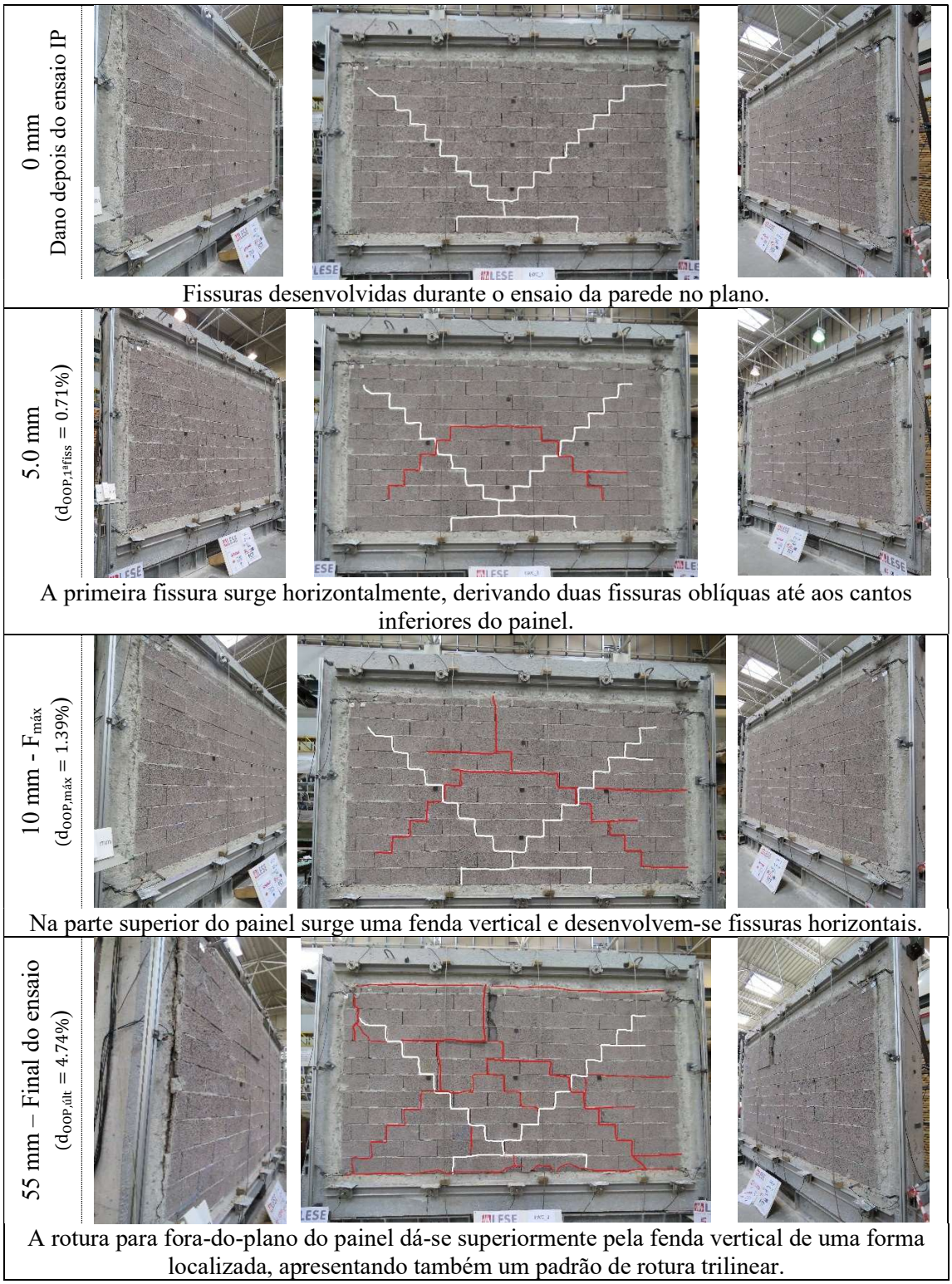


Figura 120 – Evolução do dano observado durante o ensaio para fora-do-plano (OOP) do painel LWC_IPOOP

O registo final de dano do painel LWC_IPOOP está apresentado na Figura 121. Observa-se uma evidente rotura localizada do painel, que se pode ver pormenorizadamente na Figura 121 (c), contudo se considerarmos a fissuração de toda a parede, pode-se visualizar um padrão de rotura trilinear, como o apresentado pelos dois painéis anteriores.



(a) (b) (c)

Figura 121 – Registo final do dano LWC_IPOOP: (a) vista lateral esquerda, (b) vista frontal e (c) pormenor da rotura

4.6.5.2.3 Painel LWC_S

A Figura 122, ilustra a evolução do dano observado durante o ensaio para fora-do-plano do painel LWC_S. As primeiras fissuras surgiram nas juntas de argamassa horizontais quando o painel foi sujeito a um deslocamento alvo de 2.0 mm (7º ciclo) e o valor de força aplicada para fora-do-plano correspondente foi 169.59 kN. No ciclo seguinte, o painel descolou-se junto à viga superior do pórtico e desenvolveu uma fissura vertical na parte superior e as primeiras fissuras diagonais. Quando o painel atingiu a sua resistência máxima (deslocamento alvo de 30 mm), adquiriu um padrão de fissuração que se manteve até ao final do ensaio. Assim, a fissura vertical tornou-se mais evidente, surgiram novas fissuras verticais e na interface do painel com o pórtico e adensaram-se as fissuras horizontais. O ensaio terminou quando o ponto de controlo atingiu um deslocamento alvo de 100 mm, verificando-se grandes deslocamentos para fora-do-plano, especialmente na parte superior do painel.

A Figura 123 (b) ilustra o registo final de dano do painel LWC1. Constata-se que o modo de rotura é marcado pela fissura vertical na parte superior do painel, localizada ligeiramente à esquerda do seu eixo central e que se desenvolve até à base, após um ligeiro desvio à esquerda.

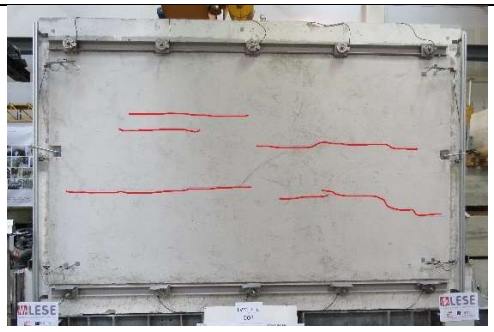
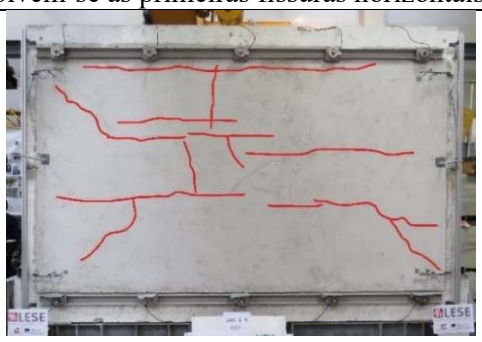
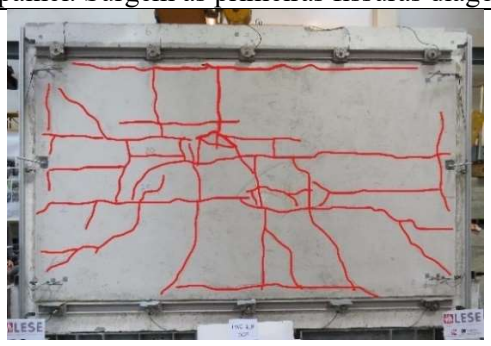
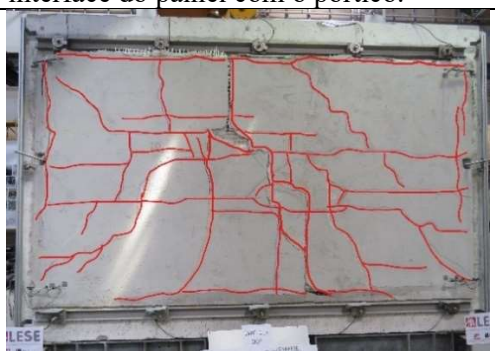
2.0 mm ($d_{OOP,1ªfiss}$ = 0.30%)			
Desenvolvem-se as primeiras fissuras horizontais.			
2.5 mm (d_{OOP} = 2.17%)			
O painel descola-se junto à viga superior do pórtico e desenvolve uma fenda vertical na parte superior do painel. Surgem as primeiras fissuras diagonais.			
30 mm - $F_{máx}$ ($d_{OOP,máx}$ = 2.76%)			
A fissura vertical mostra-se mais evidente e surgem novas fissuras verticais na parte superior e inferior do painel. Adensam-se as fissuras horizontais e desenvolvem-se fissuras na interface do painel com o pórtico.			
100 mm – Final do ensaio ($d_{OOP,ult}$ = 8.80%)			
A rotura para fora-do-plano do painel dá-se superiormente pela fenda vertical, sofrendo grandes deslocamentos para fora-do-plano na interface superior devido ao escorregamento das fibras de vidro da malha de reforço da barra de fixação.			

Figura 122 – Evolução do dano observado durante o ensaio para fora-do-plano (OOP) do painel LWC_S

O painel LWC_S, embora tenha sido construído da mesma forma que os outros dois painéis ensaiados, foi reforçado com uma malha de fibras de vidro embebida no reboco. Para evitar o escorregamento da malha de reforço durante o ensaio, adotou-se um sistema de calhas metálicas aparafusadas com buchas metálicas ao pórtico de BA. Ao observar a Figura 123 (c), verifica-se que na parte superior do painel, a malha de reforço acabou por se soltar, permitindo grandes deslocamentos para fora-do-plano. Após a realização do ensaio e depois de retirar o sistema de aplicação de força, confirmou-se o deslocamento registado na parte superior do painel e verificou-se ainda, nessa zona, algum esmagamento dos blocos de betão leve, ver Figura 123 (a).



(a) (b) (c)

Figura 123 – Registo final do dano: (a) vista posterior, (b) vista frontal e (c) pormenor da deformação para fora-do-plano e escorregamento das fibras na extremidade superior do painel

4.6.5.3 Perfis de deslocamento

Um dos parâmetros de apoio à caracterização do comportamento de uma parede durante um ensaio para fora-do-plano é a deformação da parede. Para melhor entender e ilustrar o movimento para fora-do-plano dos painéis de parede, foram desenhados perfis verticais e horizontais de deslocamentos em diferentes alinhamentos, onde estrategicamente se colocaram transdutores de deslocamentos que permitiram leituras contínuas desses valores.

Como podemos observar na Figura 124, verticalmente foram definidos três alinhamentos V1, V2 e V3, espaçados de 1.05 m e horizontalmente, foram considerados cinco alinhamentos H1, H2, H3, H4 e H5, espaçados de 0.575 m. Em cada alinhamento vertical foram realizadas leituras em cinco pontos igualmente espaçados entre si e que abrangem a totalidade da altura do painel. No alinhamento horizontal central, H3, registaram-se os deslocamentos em cinco pontos igualmente espaçados e que

abrangem toda a largura da parede. Nos restantes alinhamentos horizontais, H1, H2, H4 e H5, apenas foram lidos deslocamentos em três pontos, não tendo sido registados os deslocamentos nas extremidades desses alinhamentos.

Para melhor caracterizar a evolução da deformação do painel durante o ensaio, em cada alinhamento, traçaram-se cinco perfis de deslocamentos que correspondem à força máxima aplicada, a 30%, 60%, 80%, 90% e 100% da força máxima e um perfil de deslocamentos que correspondente à força de colapso. O valor da força de colapso adotado corresponde a 80% da força máxima.

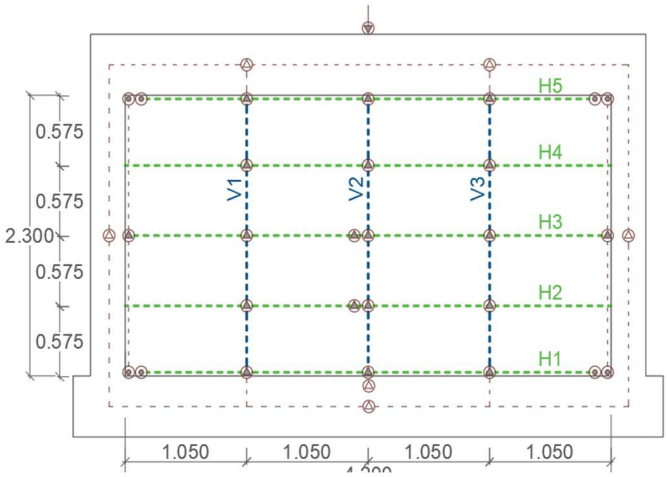


Figura 124 – Localização dos alinhamentos verticais e horizontais nos painéis

A partir da análise dos deslocamentos registados pelos LVDTs localizados na viga superior e inferior de BA, verificou-se que em todos os ensaios, o pórtico sofreu uma rotação em torno de um eixo horizontal, aproximando a parte superior do pórtico e afastando a parte inferior, relativamente à estrutura de reação. Assim, foi necessário corrigir os deslocamentos registados pelos transdutores de deslocamentos DWTs localizados no interior do painel, já que estes transdutores estavam ligados a uma estrutura exterior ao pórtico.

De seguida apresentam-se os perfis verticais e horizontais de deslocamento para os três painéis ensaiados.

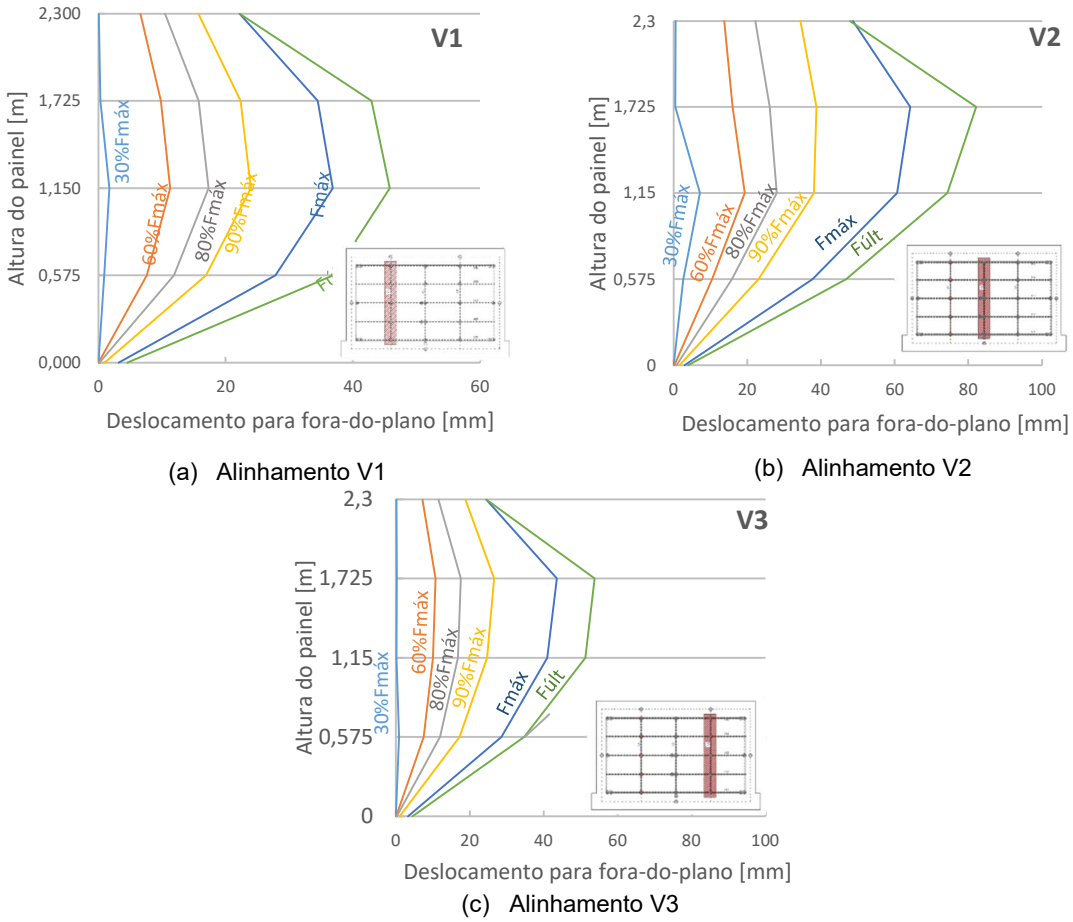
4.6.5.3.1 Painel LWC_Ref

Na Figura 125 e na Figura 126 estão apresentados, respetivamente os perfis verticais e horizontais de deslocamentos correspondentes aos deslocamentos para fora-do-plano sofridos pelo painel durante o ensaio para vários níveis de força.

Da análise dos perfis verticais de deslocamentos ilustrados na Figura 125, conclui-se que a deformação do painel LWC_Ref foi mais acentuada entre o meio e os três quartos da sua altura,

registando-se um deslocamento máximo para fora-do-plano de 96.9 mm no ponto central do painel. A deformação mostra-se praticamente simétrica relativamente ao eixo vertical da parede, como se pode observar nos perfis de deslocamentos horizontais representados na Figura 126.

Dois transdutores localizados junto à viga superior de betão armado deixaram de efetuar leituras antes do painel atingir a sua capacidade máxima. O transdutor de deslocamentos localizado no topo do alinhamento vertical V1 deixou de efetuar leituras durante o trigésimo primeiro ciclo, pouco tempo antes da parede atingir a sua resistência máxima e o transdutor de deslocamentos localizado no topo do alinhamento vertical V3 parou de registar dois ciclos antes do ciclo de rotura, no vigésimo nono ciclo. Assim os troços de topo nos perfis de deslocamento verticais V1 e V3, correspondentes à força máxima e à força no final do ensaio, apresentados na Figura 125, não correspondem à deformada real, mas sim os últimos valores medidos e registados pelos transdutores antes da parede atingir a rotura.

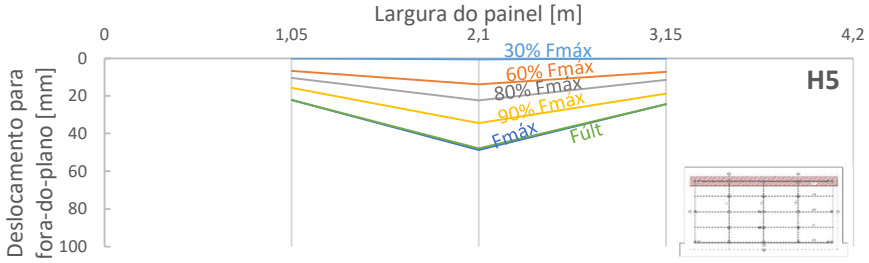


(a) Alinhamento V1

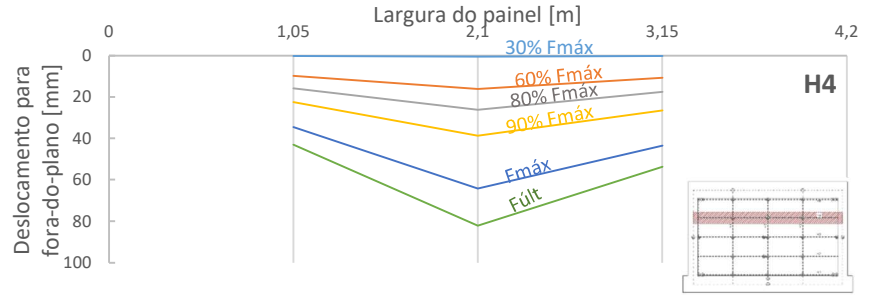
(b) Alinhamento V2

(c) Alinhamento V3

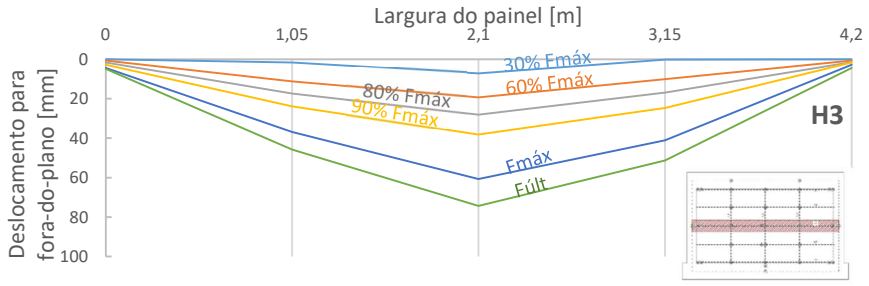
Figura 125 – Perfis verticais de deslocamentos – Painel LWC_Ref



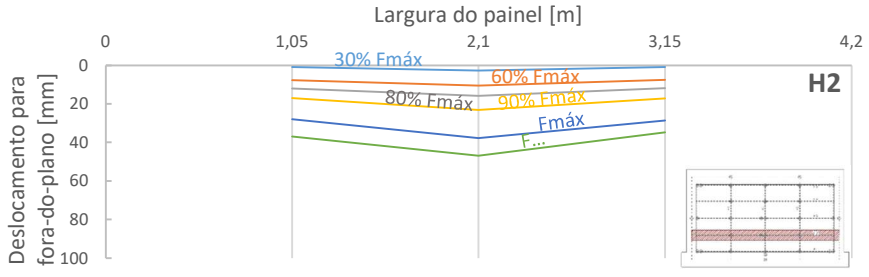
(a) Alinhamento H5



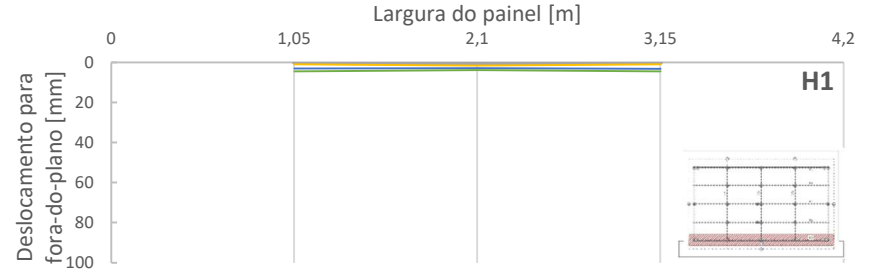
(b) Alinhamento H4



(c) Alinhamento H3



(d) Alinhamento H2



(e) Alinhamento H1

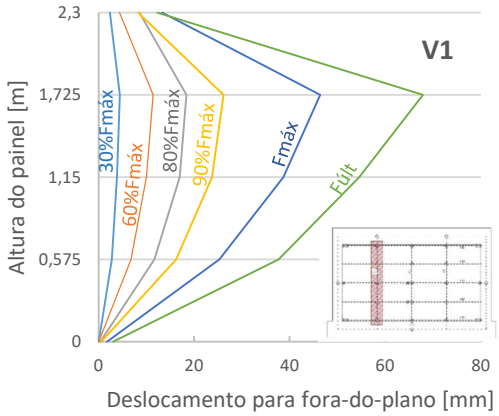
Figura 126 – Perfis horizontais de deslocamentos – Painel LWC_Ref

4.6.5.3.2 Painel LWC_IPOOP

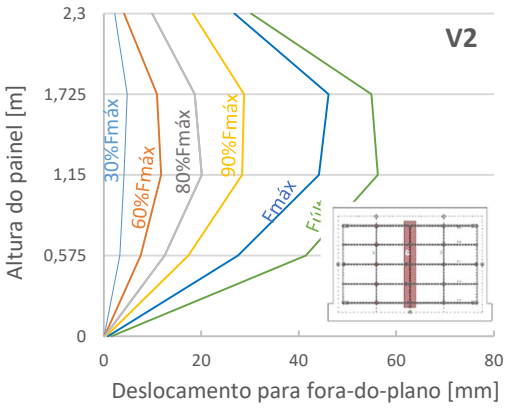
A partir dos deslocamentos para fora-do-plano registados para vários níveis de carregamento, foram desenhados os perfis verticais e horizontais de deslocamentos, que estão apresentados na Figura 127 e na Figura 128, respetivamente.

À semelhança do painel LWC_Ref, o painel LWC_IPOOP regista uma maior deformação na metade superior do painel, mais precisamente entre o alinhamento horizontal central, H3, e o alinhamento horizontal H4, ver Figura 127 e Figura 128. Da análise destes dois alinhamentos horizontais, podemos verificar que a parede apresenta maiores deslocamentos para fora-do-plano sobre o alinhamento vertical V1, sobre o qual podemos ler o valor máximo do deslocamento registado durante o ensaio e que é igual a 97.2 mm.

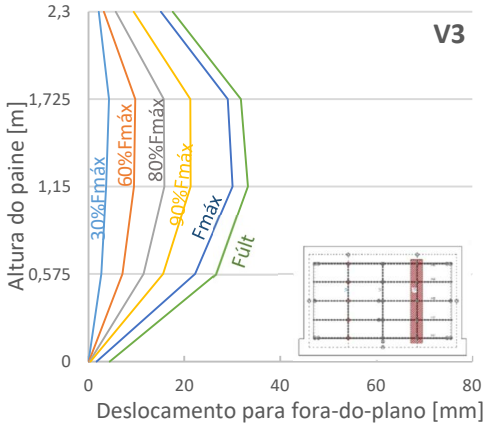
Todos os transdutores de deslocamentos efetuaram as leituras até ao final do ensaio.



(a) Alinhamento V1

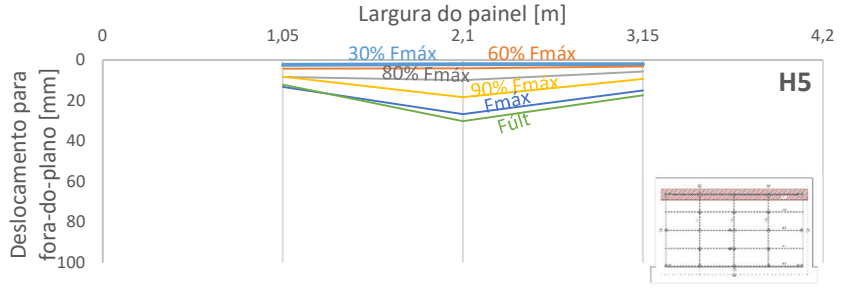


(b) Alinhamento V2

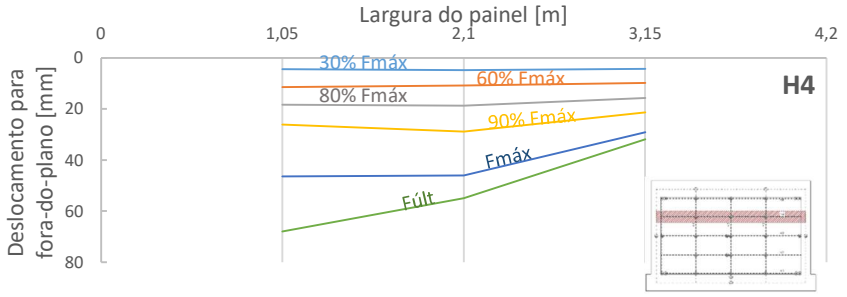


(c) Alinhamento V3

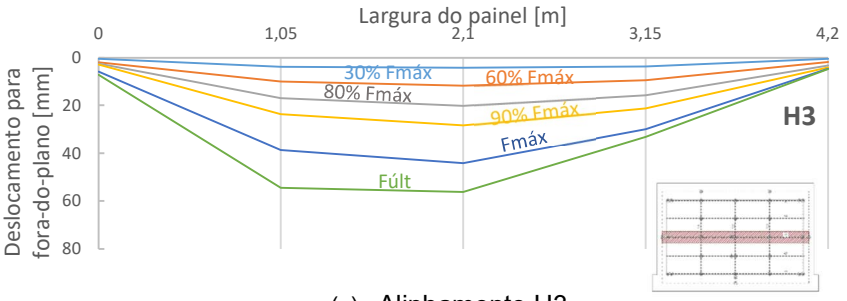
Figura 127 – Perfis verticais de deslocamentos – Painel LWC_IPOOP



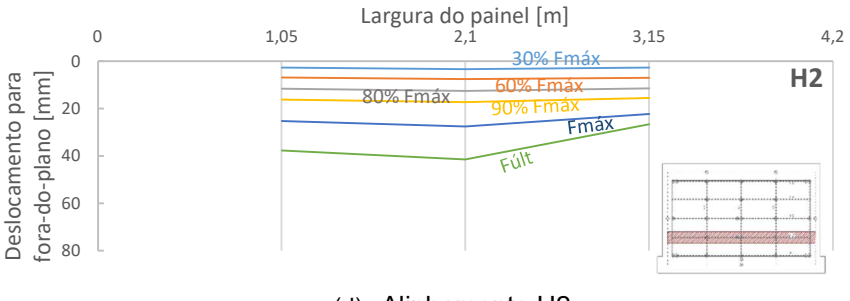
(a) Alinhamento H5



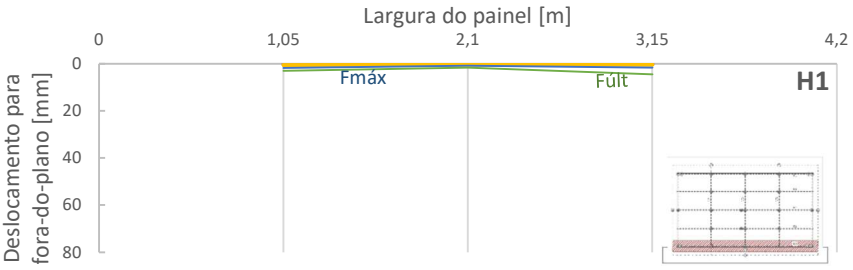
(b) Alinhamento H4



(c) Alinhamento H3



(d) Alinhamento H2



(e) Alinhamento H1

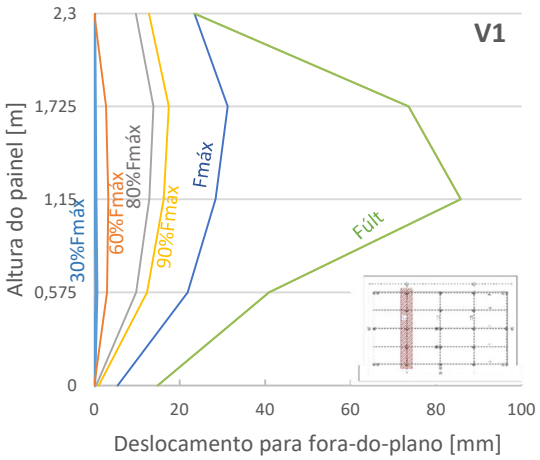
Figura 128 – Perfis horizontais de deslocamentos – Painel LWC_IPOOP

4.6.5.3.3 Painel LWC_S

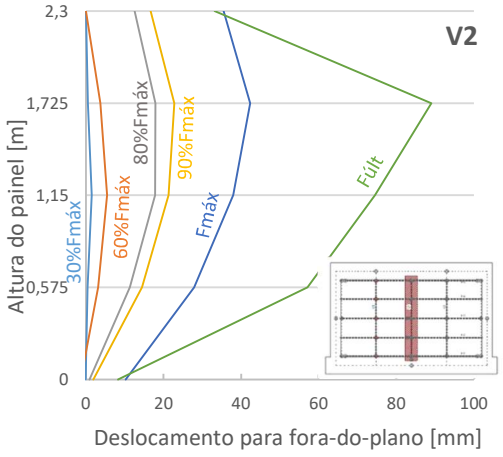
Na Figura 129 e Figura 130 são apresentados os perfis verticais e horizontais de deslocamento registados no decorrer do ensaio para vários níveis de carregamento.

O painel LWC_S apresentou uma maior deformação a três quartos da sua altura e sensivelmente a meio da sua largura, registando-se um deslocamento máximo para fora-do-plano de 136.1 mm. Esta zona de maior deformação pode ser observada no perfil horizontal de deslocamentos H4 (Figura 129 (b)) e no perfil vertical de deslocamentos V2 (Figura 130 (b)).

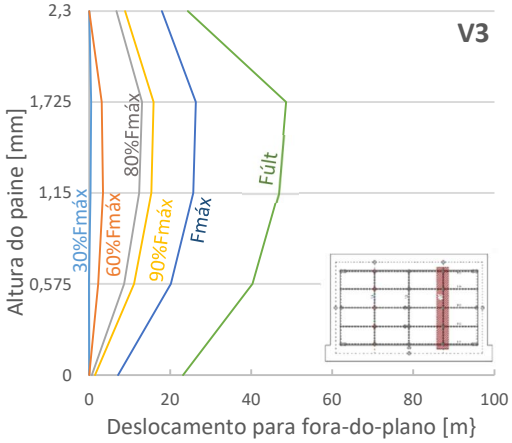
O transdutor de deslocamentos localizado no topo do alinhamento vertical V1 deixou de efetuar leituras durante o trigésimo ciclo, pouco antes da parede atingir a sua resistência máxima que também ocorreu no trigésimo ciclo efetuado. A partir desse momento, o deslocamento registado pelo transdutor não corresponde ao deslocamento sofrido pela parede nesse ponto, mas sim ao último valor medido.



(a) Alinhamento V1

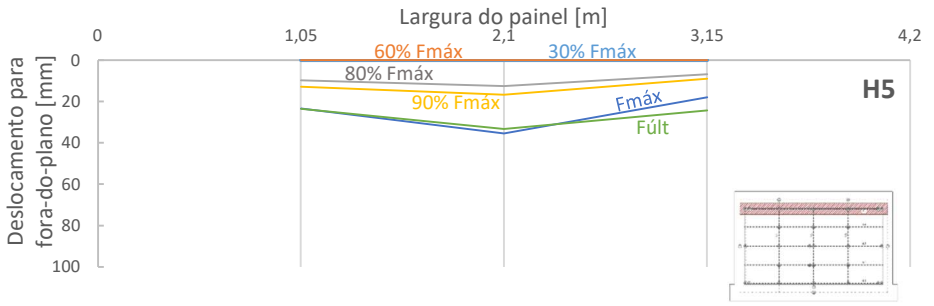


(b) Alinhamento V2

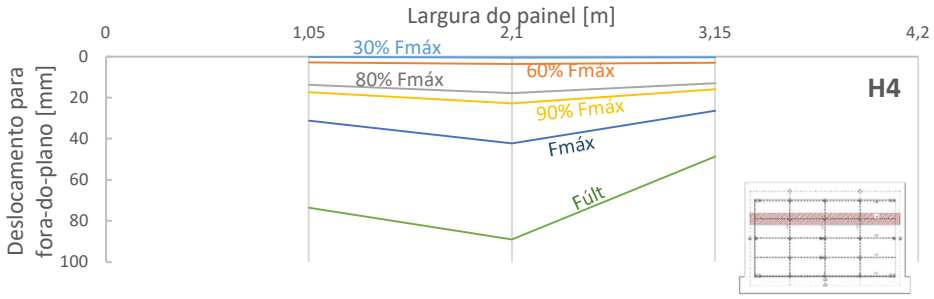


(c) Alinhamento V3

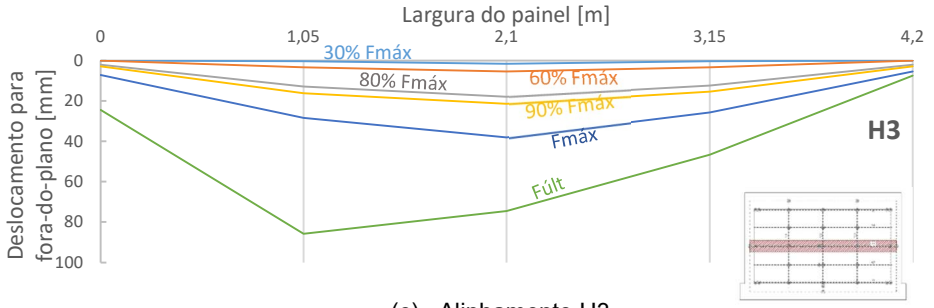
Figura 129 – Perfis verticais de deslocamentos – Painel LWC_S



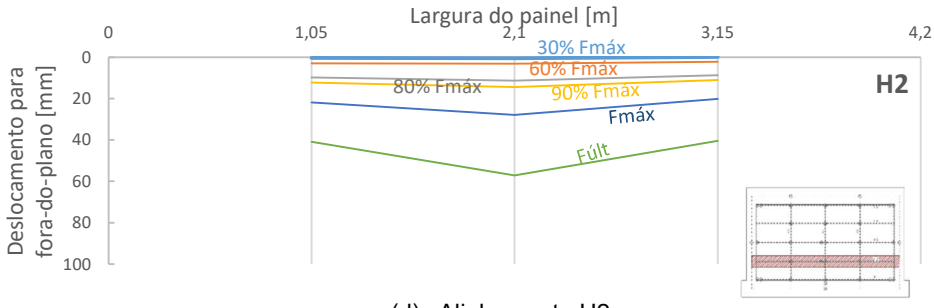
(a) Alinhamento H5



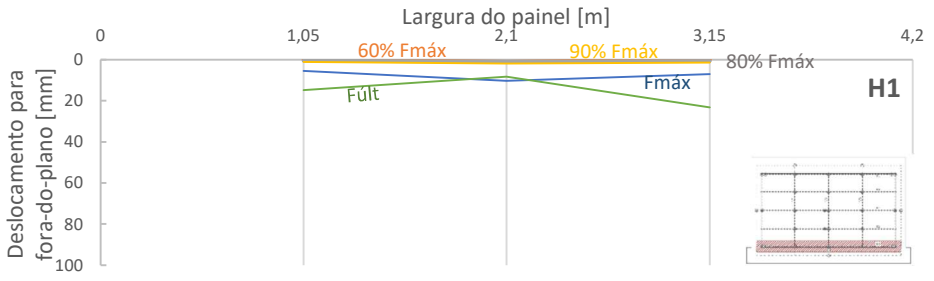
(b) Alinhamento H4



(c) Alinhamento H3



(d) Alinhamento H2



(e) Alinhamento H1

Figura 130 – Perfis horizontais de deslocamentos – Painel LWC_S

4.6.5.4 Dissipação de energia e amortecimento histerético equivalente

A energia dissipada foi avaliada ao longo de cada ciclo individual e considerando a energia dissipada acumulada. A partir dos valores de energia dissipada em cada ciclo de carga, foram calculados os valores do amortecimento histerético equivalente e desenhados os gráficos que relacionam esses valores com os respetivos deslocamentos atingidos, optando-se por diferenciar o primeiro ciclo e o segundo ciclo para cada deslocamento alvo. Na tentativa de ajustar a melhor linha de tendência aos valores de amortecimento, optou-se por considerar apenas os valores obtidos no primeiro ciclo de cada deslocamento alvo e concluiu-se que a curva de potência era a que mais se ajustava, ainda que o coeficiente de correlação fosse muito baixo.

Ao longo de um ensaio cíclico, o comportamento histerético também pode ser caracterizado através da evolução do amortecimento histerético equivalente, $\xi_{hist,i}$, que pode ser determinado pela Equação (4.1):

$$\xi_{hist,i} = \frac{E_{Diss}}{2 \times \pi \times F_{máx,i} \times d_{máx,i}} \tag{4.1}$$

Onde $F_{máx.i}$ e $d_{máx.i}$ correspondem aos valores de força e deslocamentos máximos num determinado ciclo.

Considerando que neste trabalho as paredes foram sujeitas a meio ciclo de carga, isto é, a ciclos de carga com deslocamentos impostos numa só direção e que a resposta histerética da força-deslocamento em cada ciclo de carregamento foi sofrendo, ao longo do ensaio, uma translação considerável da origem, o amortecimento histerético equivalente, $\xi_{hist,i}$, foi calculado de acordo com a seguinte equação:

$$\xi_{hist,i} = \frac{E_{d,.i}}{\pi \times F_{máx,i} \times (d_{máx,i} - d_{inicial,i})} \tag{4.2}$$

Em que em cada ciclo i, $E_{d,i}$ é a energia dissipada, $F_{máx,i}$ é o valor de força máxima e $d_{máx,i}$ e $d_{inicial,i}$ correspondem respetivamente aos deslocamentos máximo e inicial.

4.6.5.4.1 Painel LWC_Ref

Como podemos observar na Figura 131, o primeiro ciclo de cada patamar de deslocamento corresponde a valor significativamente superior de energia dissipada, que é cerca do dobro da energia dissipada no ciclo seguinte para o mesmo patamar de deformação, estando este facto relacionado com a degradação de resistência, mas também com o facto de se tratar de um ensaio apenas com

semi-ciclos e com uma a deformação residual significativa para o ponto de força nula. O maior valor de energia dissipada ocorre no ciclo em que se dá a cedência da parede, no trigésimo nono ciclo, com um valor de pico igual a 4.2 kNm. O valor máximo de energia acumulada é 29.8 kNm.

A evolução do amortecimento histerético equivalente durante o ensaio do painel LWC_Ref (ver Figura 132), mostra-se muito semelhante no primeiro e segundo ciclo de carga para cada deslocamento alvo. Identifica-se um crescimento no valor de amortecimento até três ciclos antes da parede atingir a sua resistência máxima, mantendo os valores até ao momento de cedência da parede, com um valor de amortecimento histerético equivalente próximo de 11% para os primeiros ciclos de cada deslocamento alvo e 7% nos ciclos de repetição.

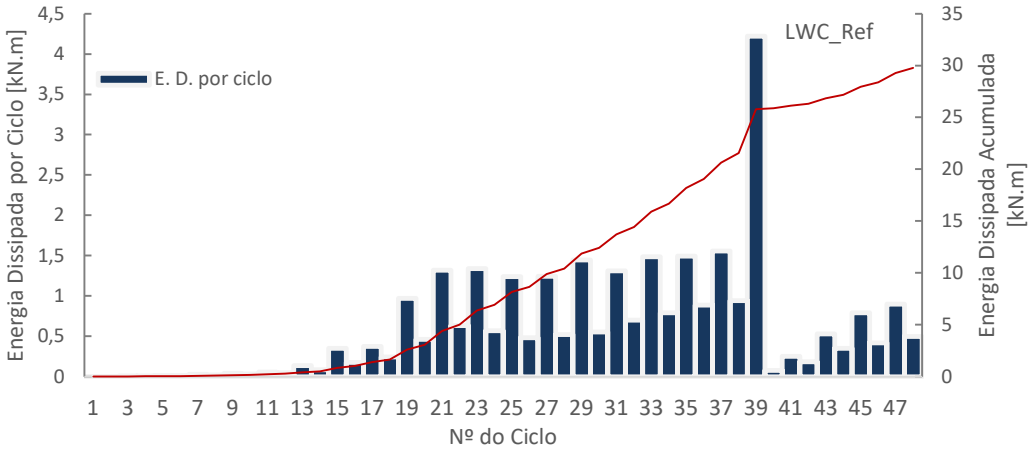


Figura 131 – Energia dissipada pelo painel LWC_Ref por ciclo e energia dissipada acumulada ao longo do ensaio

Apresenta-se na Figura 132 a curva de potência que mais se ajusta ao amortecimento nos primeiros ciclos de cada deslocamento alvo, apresentando um valor de R^2 igual a 0.58.

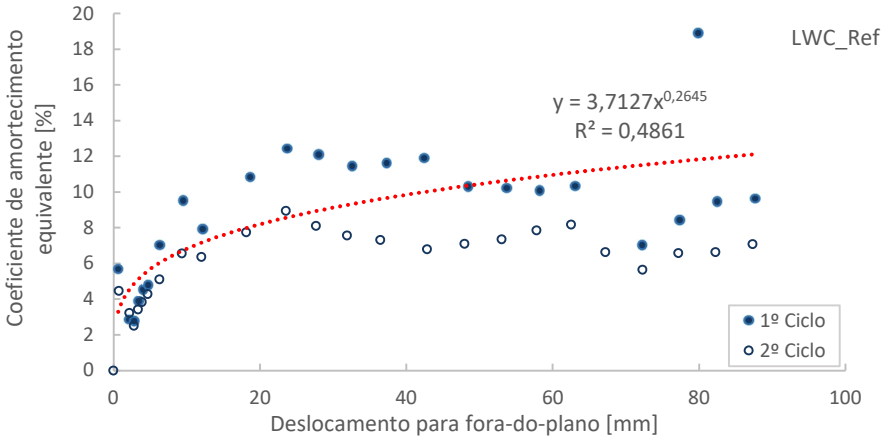


Figura 132 – Amortecimento histerético equivalente – Painel LWC_Ref

4.6.5.4.2 Painel LWC_IPOOP

A evolução da energia dissipada pela parede LWC_IPOOP durante o ensaio é apresentada na Figura 133. Os dois valores de pico de energia dissipada ocorreram nos dois ciclos em que a parede manifesta uma maior cedência, sendo o maior valor registado igual a 2.5 kNm. O valor máximo de energia dissipada acumulada é 13.1 kNm.

A partir da análise do gráfico da Figura 134, pode-se dizer que a evolução do amortecimento histerético equivalente durante o ensaio do painel LWC_IPOOP mostrou sofrer alguma oscilação, não se tendo conseguindo identificar nenhuma tendência. Foi obtido um valor muito reduzido do coeficiente de correlação da curva de potência, R^2, igual a 0.24, reflete a oscilação de valores obtidos no decorrer do ensaio.

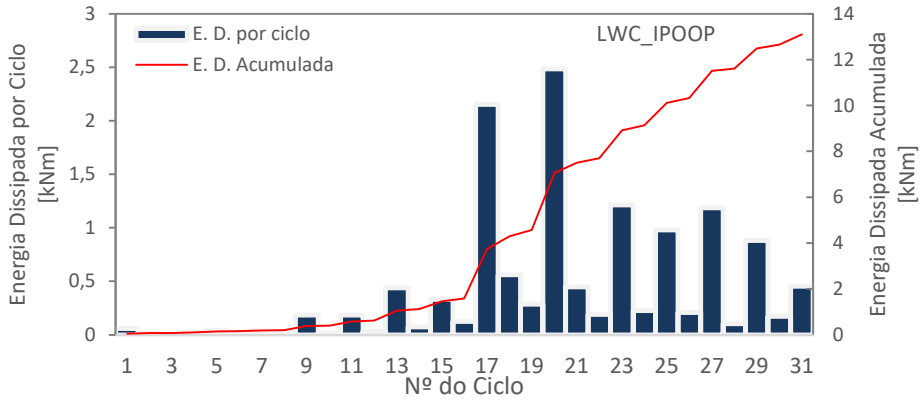


Figura 133 – Energia dissipada pelo painel LWC_IPOOP por ciclo e energia dissipada acumulada

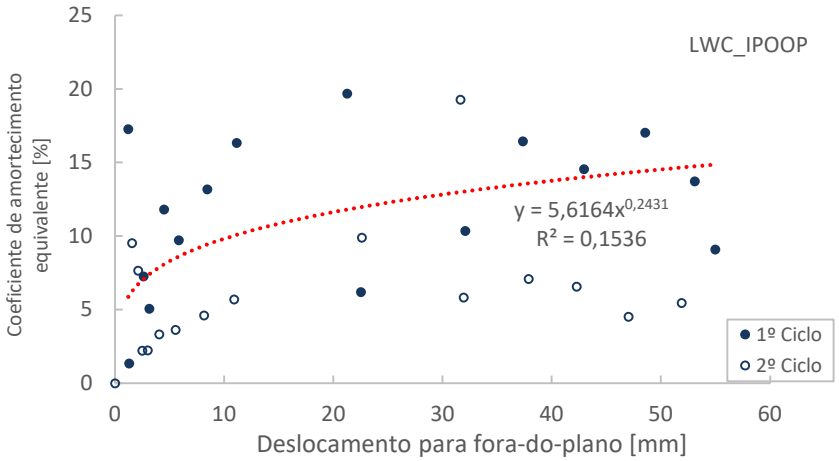


Figura 134 – Amortecimento histerético equivalente – Painel LWC_IPOOP

4.6.5.4.3 Painel LWC_S

Durante o ensaio da parede LWC_S, o valor de energia dissipada registado no primeiro ciclo de cada deslocamento alvo é muito maior em comparação com o valor registado no segundo ciclo, tal como

referido anteriormente, associada à degradação da resistência e à deformação residual que se observa na fase de descarga. Na Figura 135, pode-se observar que a energia dissipada no primeiro ciclo é cerca de três a quatro vezes maior que a energia dissipada no segundo ciclo. O maior valor de energia dissipada ocorre no vigésimo sétimo ciclo com um valor de 1.7 kNm e o valor máximo de energia acumulada é 32.2 kNm.

Na Figura 136 apresenta-se a evolução do amortecimento histerético equivalente durante o ensaio do painel LWC_S que se mostra muito semelhante no primeiro e segundo ciclo de carga para cada deslocamento alvo, mas distanciados em quase o dobro do valor. Verifica-se que o amortecimento vai aumentando até a parede atingir quase a sua resistência máxima e a partir desse momento os valores estabilizam, tomando um valor de cerca de 13% para os primeiros ciclos de cada deslocamento alvo e 6% nos ciclos de repetição. Ainda na Figura 136, desenhou-se a linha de tendência que mais se ajustava ao amortecimento nos primeiros ciclos de cada deslocamento alvo, uma curva de potência, que apresenta um coeficiente de correlação baixo, um valor de R^2 igual a 0.57.

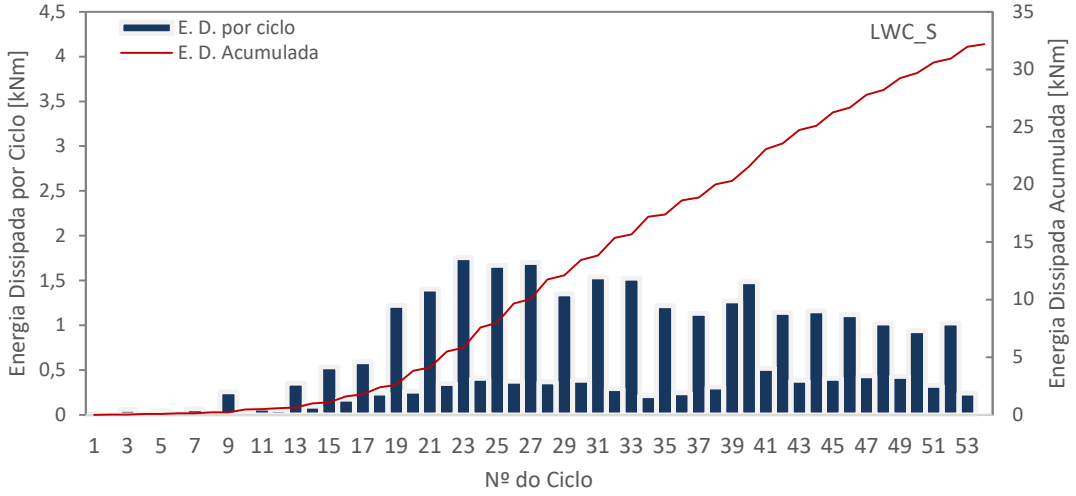


Figura 135 – Energia dissipada pelo painel LWC_S por ciclo e energia dissipada acumulada ao longo do ensaio

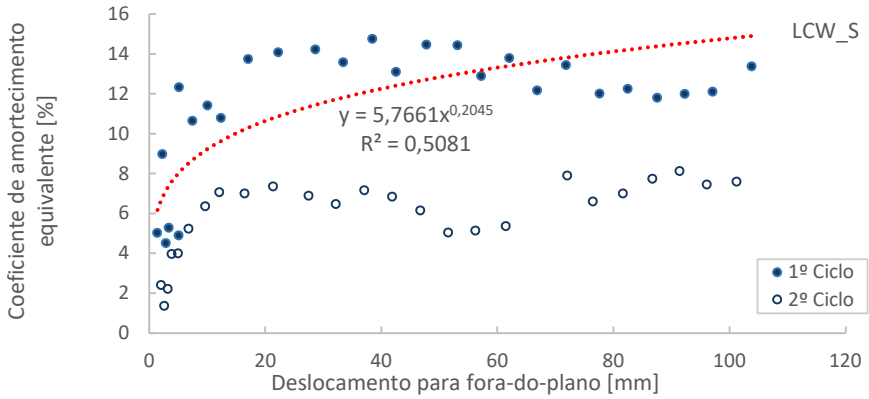


Figura 136 – Amortecimento histerético equivalente – Painel LWC_S

4.6.5.5 Degradação da rigidez

Neste subcapítulo é apresentada a análise da degradação de rigidez para os três painéis ensaiados para fora-do-plano, comparando a rigidez secante obtida em cada nível de deslocamento. Nesta análise considerou-se apenas o primeiro ciclo para cada deslocamento alvo.

Para se percecionar melhor a degradação de rigidez na análise do gráfico força-deslocamento, começou-se por desenhar, para cada ciclo inicial, o troço ascendente deslocado para a origem do referencial do gráfico. Utilizando o método da rigidez secante, foi traçado o gráfico onde estão representadas todas as retas secantes que ligam a origem do gráfico ao ponto de força máxima e respetivo deslocamento, permitindo, através da inclinação dessas retas, quantificar o valor da rigidez secante.

Procurando averiguar a degradação de rigidez ocorrida, calculou-se o quociente entre a rigidez em cada ciclo e a rigidez inicial, K_i/K_0 e traçou-se em função do deslocamento para fora-do-plano o gráfico ilustrativo da degradação da rigidez.

4.6.5.5.1 Painel LWC_Ref

Foram determinadas as retas secantes correspondentes aos ciclos principais realizados no ensaio do painel e apresentam-se na Figura 137, onde se pode ver uma ampliação para os ciclos iniciais, que ajuda a perceber a evolução da rigidez secante no início do ensaio. Da análise da zona ampliada, verifica-se que a inclinação das retas secantes tem uma evolução pouco normal, já que até ao sétimo ciclo de carga se verifica um aumento da inclinação das retas secantes, isto é, até ao sétimo ciclo de carga é registado um aumento de rigidez do painel de parede. A partir do sétimo ciclo a inclinação das retas secantes começam a sofrer uma diminuição de inclinação que se verifica até ao quadragésimo primeiro ciclo de carga, momento em que se regista a cedência do painel e a partir do qual sofre um ganhando de rigidez que se foi perdendo até ao final do ensaio.

A partir das retas secantes, determinou-se o valor de rigidez secante em cada ciclo principal. O valor da rigidez inicial considerado, K_0, foi de 24 024 kN/m, que corresponde à rigidez registada no sétimo ciclo de carga, a partir do qual a rigidez do painel começa a diminuir. É importante referir que quando se verificou a cedência da parede o valor da rigidez K_{41}, caiu cerca de 50% relativamente ao valor de rigidez atingido antes da rotura, K_{39}.

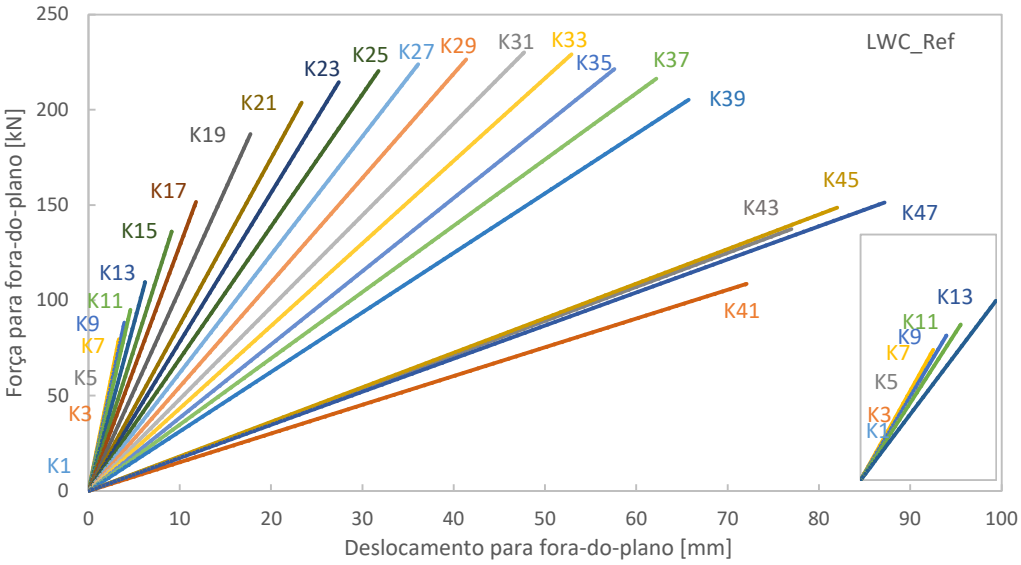


Figura 137 – Retas secantes dos ciclos principais – Painel LWC_Ref

A Figura 138 apresenta a degradação da rigidez do painel ao logo do ensaio. Da análise da Figura 138, pode-se dizer que o painel LWC_Ref perdeu cerca de 70% da sua rigidez inicial até ao deslocamento alvo de 30 mm, isto é, até ao vigésimo quinto ciclo de carga. O ensaio é finalizado para um deslocamento alvo de 85 mm ao qual corresponde uma perda de rigidez inicial de 93%, isto é um cociente K_i/K_0 de 7%.

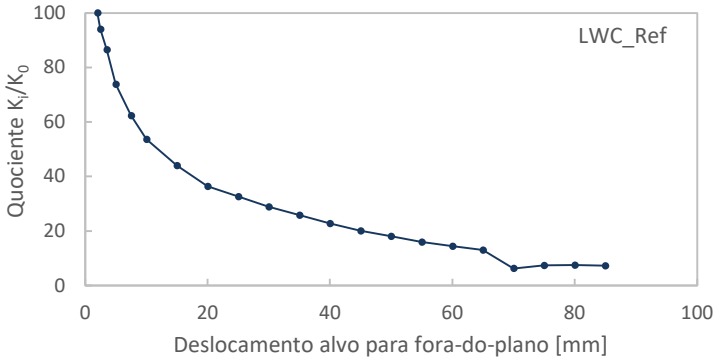


Figura 138 – Degradação da rigidez ao longo do ensaio - Painel LWC_Ref

4.6.5.5.2 Painel LWC_IPOOP

Na Figura 139 estão representadas as retas secantes correspondentes aos ciclos principais realizados durante o ensaio do painel de alvenaria, verificando-se a normal diminuição da inclinação dessas retas. O valor da rigidez inicial considerado, K_0, foi de 60 427 kN/m. Durante o ensaio do painel LWC_IPOOP, registou-se uma diminuição mais acentuada no valor da rigidez secante entre três

ciclos consecutivos, onde o valor de rigidez no décimo nono ciclo, K_{19}, cai para cerca 41% do valor de rigidez no décimo sétimo ciclo, K_{17} e o valor de rigidez no vigésimo primeiro ciclo, K_{21},cai para cerca de 28% do valor de rigidez no décimo nono ciclo, K_{19}.

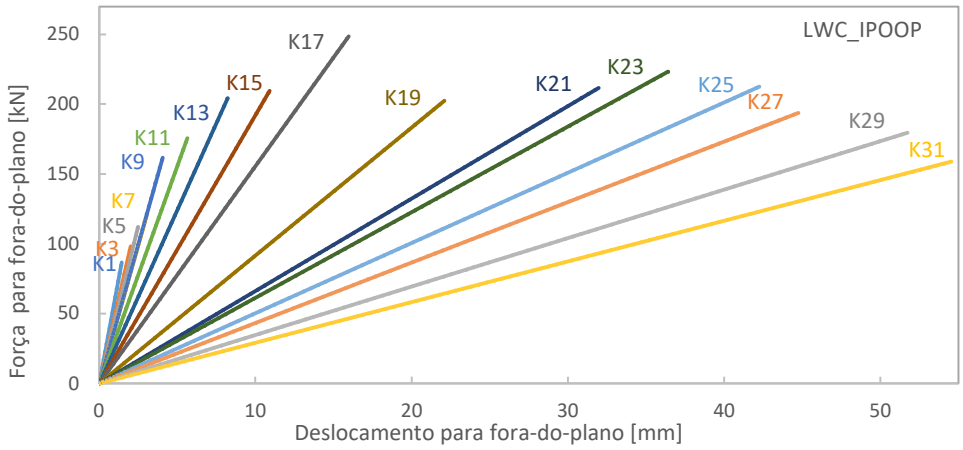


Figura 139 – Retas secantes dos ciclos principais – Painel LWC_IPOOP

A Figura 140 representa a degradação da rigidez do painel ao logo do ensaio. Pode-se dizer que até ao deslocamento alvo de 7.5 mm, o painel LWC_IPOOP perdeu cerca de 70% da sua rigidez inicial. O ensaio é finalizado para um deslocamento alvo de 45 mm ao qual corresponde uma perda de rigidez inicial de 95%, isto é um cociente K_i/K_0 de 5%.

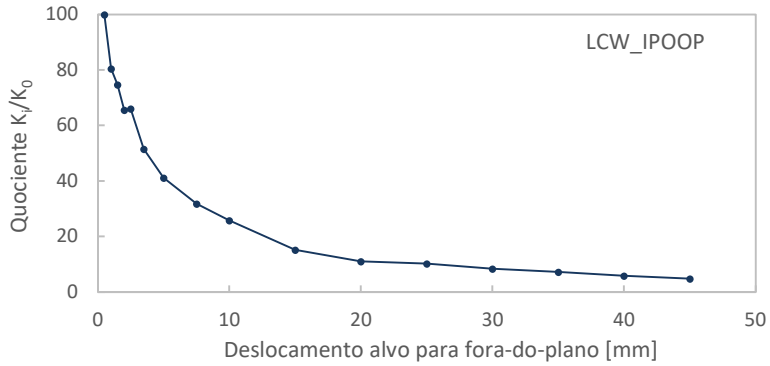


Figura 140 – Degradação da rigidez ao longo do ensaio - Painel LWC_IPOOP

4.6.5.5.3 Painel LWC_S

Na Figura 141 estão representadas as retas secantes para os ciclos principais realizados no ensaio do painel LWC_S, em que a inclinação de cada reta corresponde à rigidez da parede em cada ciclo de carga. Para melhor visualizar as retas secantes nos primeiros ciclos, apresenta-se também na

Figura 141 uma ampliação com os primeiros sete ciclos principais. O valor da rigidez inicial considerado, K_0, foi de 69 250 kN/m.

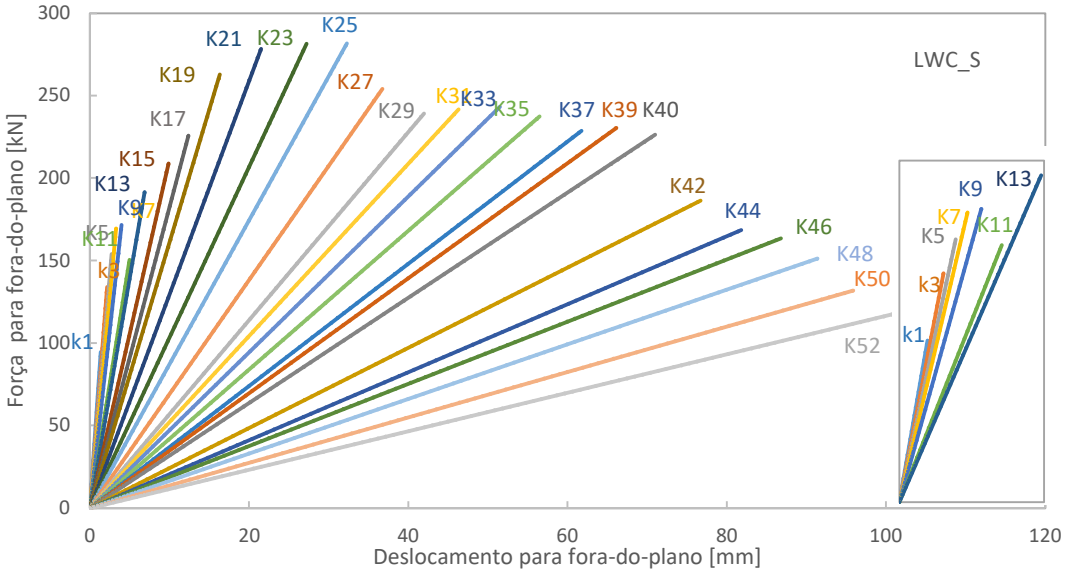


Figura 141 – Retas secantes dos ciclos principais– Painel LWC_S

Da análise da Figura 142 percebe-se que o painel perde cerca de 70% da sua rigidez inicial nos primeiros quinze ciclos (incluindo os ciclos de repetição), em que o décimo quinto ciclo corresponde a um deslocamento alvo de 7.5 mm.

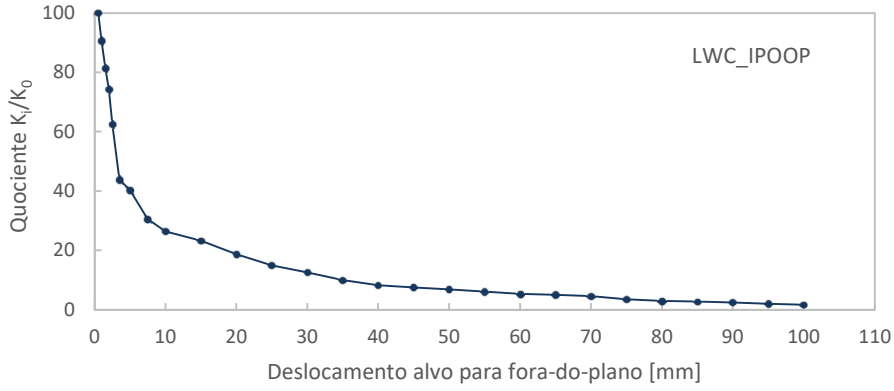


Figura 142 – Degradação da rigidez ao longo do ensaio - Painel LWC_IPOOP

4.6.5.6 Análise de resultados

O trabalho desenvolvido neste capítulo teve como objetivo avaliar e caracterizar o comportamento para fora-do-plano (OOP) de paredes de enchimento de alvenaria construídas com blocos de betão, analisando-se o efeito do dano prévio no plano (IP) e a eficiência do reforço. Para se realizar a análise global dos resultados, optou-se por comparar os resultados obtidos nos ensaios OOP das três paredes

de alvenaria. Para isso, a parede LWC_Ref foi considerada a parede de referência. O impacto do dano prévio no plano foi estudado a partir da comparação direta entre LWC_IPOOP e LWC_Ref. A eficiência do reforço TRM (*Textile-Reinforced Mortar*) foi examinada a partir da comparação entre as paredes LWC_S e LWC_Ref. Os resultados experimentais obtidos foram comparados entre si em termos da envolvente força-deslocamento OOP, degradação da rigidez, pico de carga e dissipação de energia.

4.6.5.6.1 Envolventes da relação força-deslocamento

Para as três paredes ensaiadas para fora-do-plano (OOP), na Figura 143 estão representadas as envolventes da relação força-deslocamento e na Figura 144 a evolução da rigidez secante ao longo dos ensaios. Na Tabela 32 apresenta-se um resumo dos principais resultados, que serão comentados de seguida. Parâmetros como a rigidez secante inicial ($K_{OOP,sec,ini}$), força correspondente à primeira fissura e o respetivo deslocamento ($F_{OOP,1ªFiss}$ e $d_{OOP,1ªFiss}$), carga de pico e deslocamento correspondente ($F_{OOP,max}$ e $d_{OOP,\ max}$), carga de rotura convencional e deslocamento correspondente ($F_{80\%\ OOP}$ e $d_{80\ \%\ OOP}$) serão analisados e discutidos neste subcapítulo.

A rigidez secante inicial, $K_{OOP,sec,ini}$, foi calculada para cada parede e verifica-se que no painel reforçado, LWC_S, a rigidez inicial é cerca de 2.88 vezes maior, comparada com o painel de referência, LWC_Ref e 14% superior ao valor da rigidez inicial da parede com dano prévio no plano, LWC_IPOOP. Surpreendentemente, a parede LWC_IPOOP apresentou uma rigidez inicial 2.52 vezes superior ao registado pela parede de referência. Uma vez que a LWC_IPOOP iniciou o teste OOP com danos no plano, devido ao teste IP realizado anteriormente, era de se esperar que a rigidez inicial fosse inferior ao da parede LWC_Ref. Assim, e uma vez que não há outra evidência experimental que possa justificar este resultado, esta maior rigidez inicial da parede LWC_IPOOP pode ser devido à variabilidade experimental.

Com base na Figura 144, constata-se que as paredes LWC_S e LWC_IPOOP sofrem perdas de rigidez semelhantes e de forma mais rápida que a LWC_Ref, atingindo uma perda de rigidez de 70% nos primeiros quinze ciclos de carga, enquanto a LWC_Ref atingiu esses mesmos 70% até ao vigésimo quinto ciclo de carga.

Relativamente ao desenvolvimento da primeira fissura, o menor valor de $d_{OOP,1ªFiss}$ foi atingido pela parede LWC_Ref, com o valor de 0.29% de *drift*. O maior valor de $d_{OOP,1ªFiss}$ foi de 0.71% apresentado pela LWC_IPOOP, 2.45 vezes superior que a parede LWC_Ref. O dano prévio é a razão que justifica esta variação significativa. As fissuras desenvolvidas no ensaio IP aumentaram e novas fissuras

surgiram para uma imposição de *drift* superior. O reforço com fibras de vidro aumentou o $d_{OOP,1ªFiss}$ cerca de 3.4%. Com respeito à força correspondente ao aparecimento da primeira fissura, $F_{OOP,1ªFiss}$, as paredes LWC_IPOOP e LWC_Ref, registaram o maior e menor valor com 204.4 kN e 76.8kN, respetivamente. A variabilidade experimental pode justificar que a $F_{OOP,1ªFiss}$ obtida pela parede LWC_IPOOP tenha sido 2.66 vezes superior que a obtida pela LWC_Ref. O reforço aumentou a $F_{OOP,1ªFiss}$ cerca de 2.33 vezes.

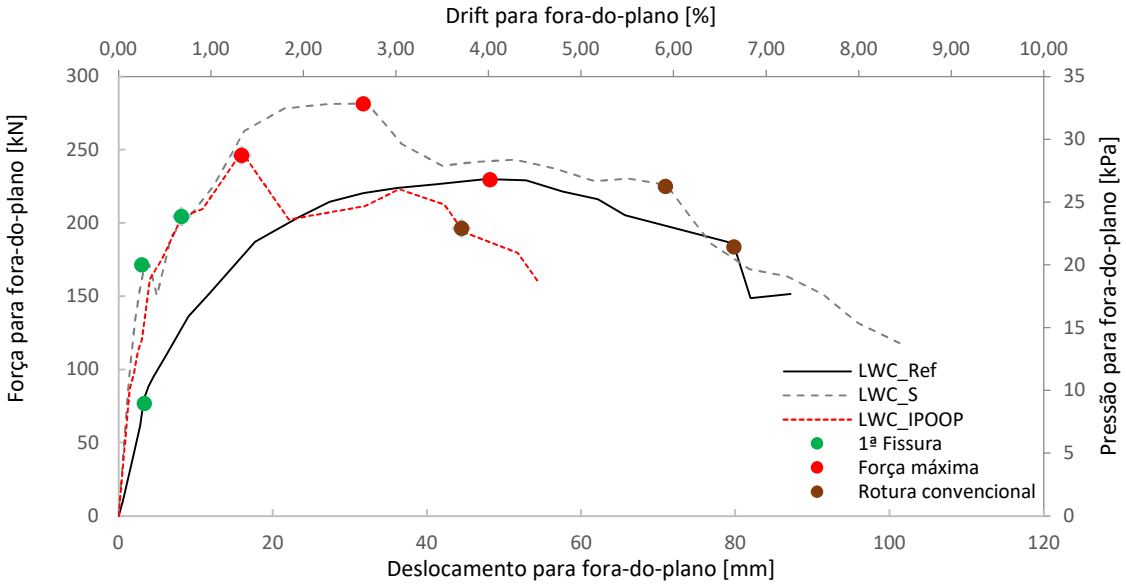


Figura 143 – Comparação global de resultados: Envolvente da relação entre força-deslocamentos

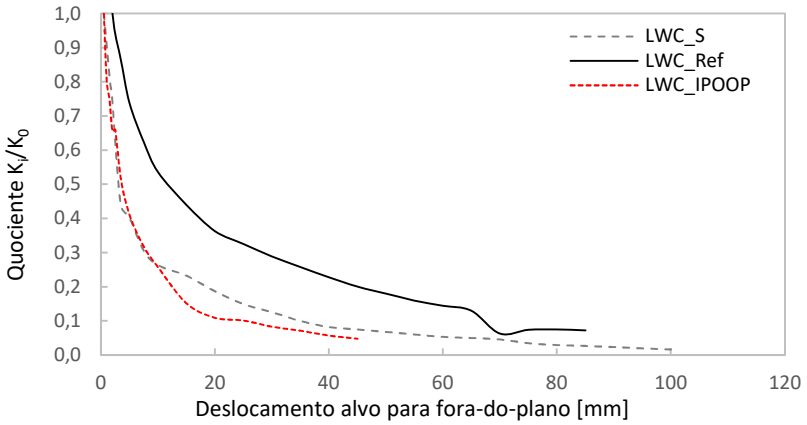


Figura 144 – Comparação global de resultados: Degradação da rigidez ao longo do ensaio

A força máxima, $F_{OOP,máx}$, foi conseguida pela parede LWC_S com 281.67 kN, comprovando a eficiência da técnica de reforço no aumento da capacidade resistente. A parede LWC_Ref mostrou

ter a menor força de pico com 184kN. O reforço aumentou a capacidade resistente em cerca de 23%, porém, ocorreu para $d_{OOP,máx}$ 35% menor. A parede previamente danificada no plano, LWC_IPOOP, atingiu uma $F_{OOP,máx}$ 7% superior à parede de referência, devido ao desenvolvimento do mecanismo de arco. O $d_{OOP,máx}$ da parede LWC_IPOOP foi 67% menor que na parede de referência.

Tabela 32 – Comparação global de resultados

PARÂMETROS	LWC_REF	LWC_IPOOP	LWC_S
$K_{OOP,sec,ini}$ [kN/mm]	24024	60427	69250
$F_{OOP,1ªfiss}$ [kN]	76.75	204.41	169.59
$F_{OOP,máx}$ [kN]	230.10	248.69	281.67
$F_{OOP,conv}$ [kN]	183.7	196.3	225
$F_{OOP,final}$ [kN]	149.2	155.92	103.6
$d_{OOP,1ªfiss}$ [%]	0.29	0.71	0.30
$d_{OOP,máx}$ [%]	4.19	1.39	2.76
$d_{OOP,conv}$[%]	6.94	3.87	6.17
$d_{OOP,final}$ [%]	7.58	4.74	8.80

A rotura convencional ocorreu primeiro na parede LWC_IPOOP ($d_{OOP,conv}$ correspondente a um *drift* de 3,87%), o que sublinha a importância do dano prévio no plano na redução da capacidade da parede no seu comportamento OOP. O $d_{OOP,conv}$ na parede LWC_Ref foi cerca de duas vezes superior ao da parede LWC_IPOOP. Verifica-se que a solução de reforço não contribuiu para o aumento do $d_{OOP,conv}$, uma vez que a parede LWC_S atingiu a rotura convencional para um *drift* de 6.17%, 11% menor que a parede de referência. No entanto a capacidade resistente residual foi 22% superior.

Relativamente aos valores de força e deslocamento correspondentes ao final dos ensaios, nenhuma conclusão poderá ser retirada, uma vez que estes foram concluídos em momentos diferentes.

A Figura 145 (a) e (b) mostra o rácio entre os valores obtidos para a parede de referência e as paredes LWC_IPOOP e LWC_S, respetivamente. Uma comparação direta para cada parâmetro de resposta (1º fissura, Força máxima e rotura convencional) é apresentada nos diagramas radar. Da análise destes resultados, torna-se mais evidente que a existência de dano prévio não reduz o valor de todos os parâmetros ($F_{OOP,1ªfiss}$, $F_{OOP,max}$, $F_{OOP,conv}$ e $F_{OOP,final}$), já que o rácio destes parâmetros varia entre 1.04 e 2.66. Já o parâmetro deslocamento ($d_{OOP,max}$, $d_{OOP,conv}$ e $d_{OOP,final}$),mostra-se significativamente

menor comparado com a parede de referência (varia entre 0.33 e 0.62), como se pode observar na Figura 145 (a).

Relativamente ao impacto do reforço, verificou-se que todos os parâmetros de força sofreram um aumento de 1.22 até 2.23, com a exceção da $F_{OOP,final}$. Os deslocamentos não aumentaram com o reforço (Figura 145 (b)).

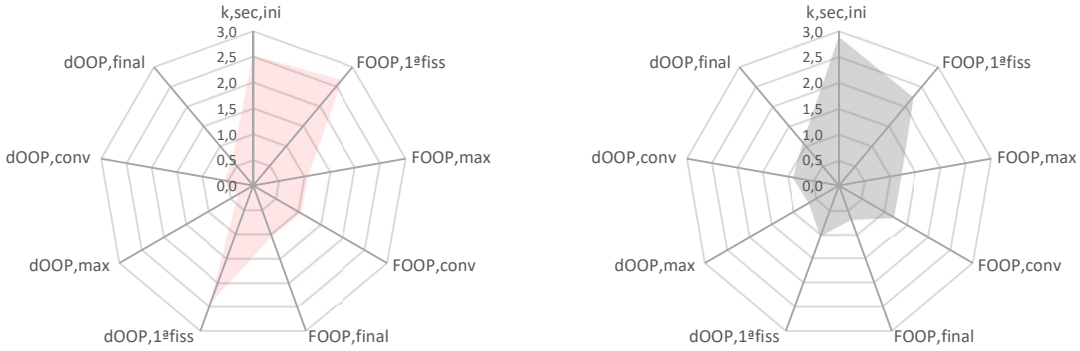


Figura 145 – Comparação global de resultados: Rácio (a) LWC_IPOOP/LWC_Ref e (b) LWC_S/LWC_Ref

4.6.5.6.2 Energia dissipada acumulada

Na Figura 146 apresenta-se a energia dissipada acumulada ao longo dos 3 ensaios. Até um OOP *drift* de 2.5%, a parede com dano prévio no plano dissipou mais energia relativamente à parede de referência e à parede LWC_IPOOP. Para níveis de *drift* inferiores a 4.5%, as três paredes têm níveis de dissipação de energia muito semelhantes.

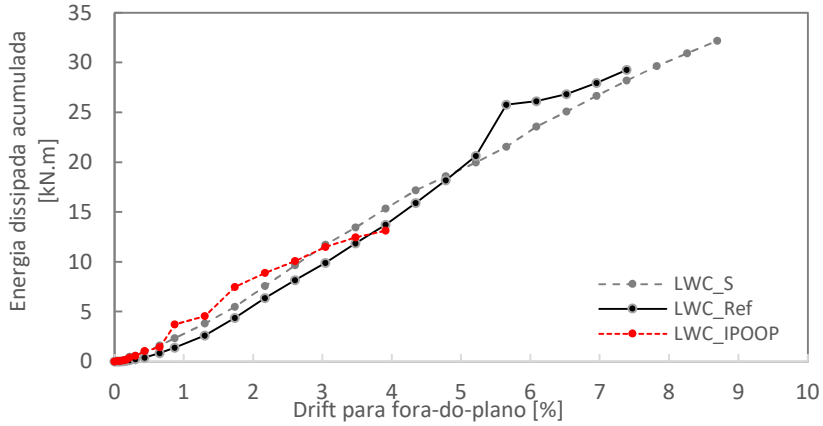
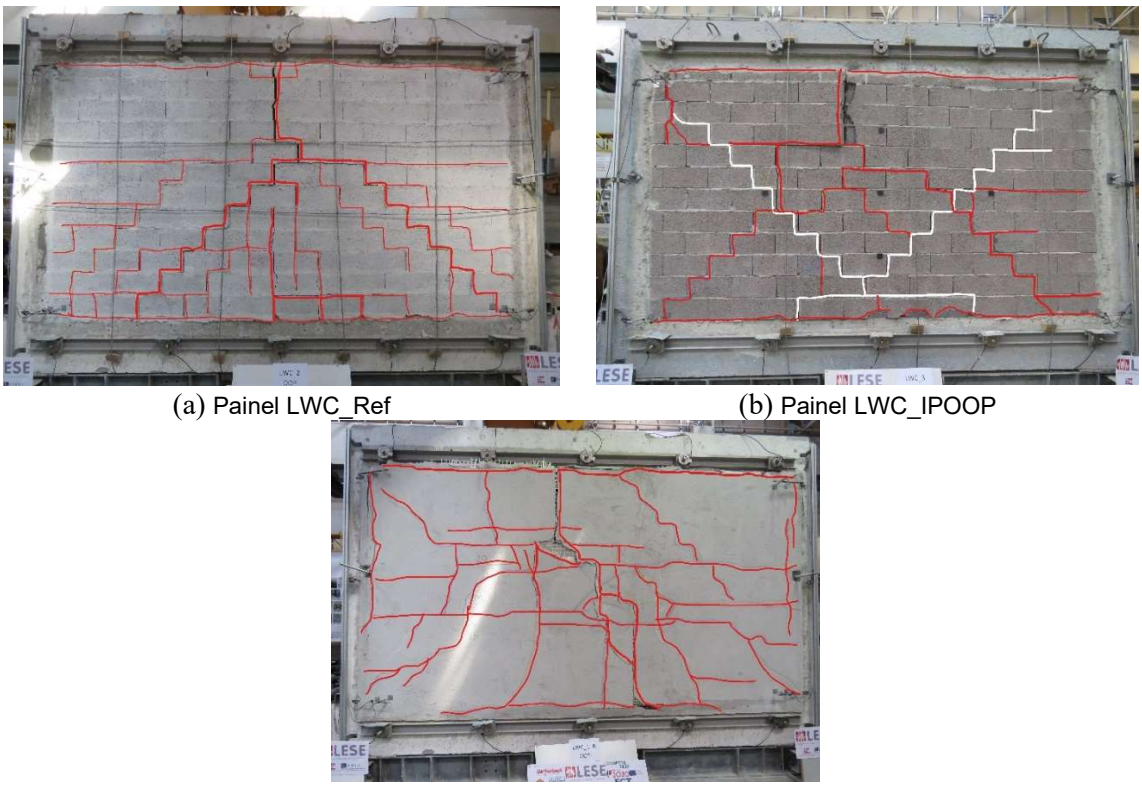


Figura 146 – Comparação global de resultados: Energia dissipada acumulada

4.6.5.6.3 Padrões de dano

No geral, as paredes ensaiadas apresentaram padrões de dano típicos de flexão, mais especificamente o padrão de rotura trilinear, que mostra ser o padrão de dano que mais se evidencia, ver Figura 147. Este é identificado pela abertura de uma fissura vertical na parte superior do painel e que se propaga diagonalmente segundo as juntas verticais e horizontais de assentamento até aos cantos inferiores.

Nos dois primeiros painéis, LWC_Ref e LWC_S, as primeiras fissuras registadas surgiram nas juntas de argamassa horizontais. Assim que o painel se descolou da viga de BA superior, observou-se a abertura de uma fissura vertical e como os três outros bordos estão ligados ao pórtico, ocorrem fissuras diagonais que se estendem até aos cantos inferiores do painel, devido ao efeito da flexão nas duas direções. No painel LWC_IPOOP, as primeiras fissuras registadas, surgiram simultaneamente, uma fissura horizontal e duas diagonais que desenvolveram até aos cantos inferiores do painel. Ao caminhar para o final dos ensaios observou-se um adensamento das fissuras horizontais e oblíquas e à medida que o bordo inferior do painel se foi soltando, começaram a aparecer mais fissuras verticais na zona inferior do painel.



(a) Painel LWC_Ref (b) Painel LWC_IPOOP

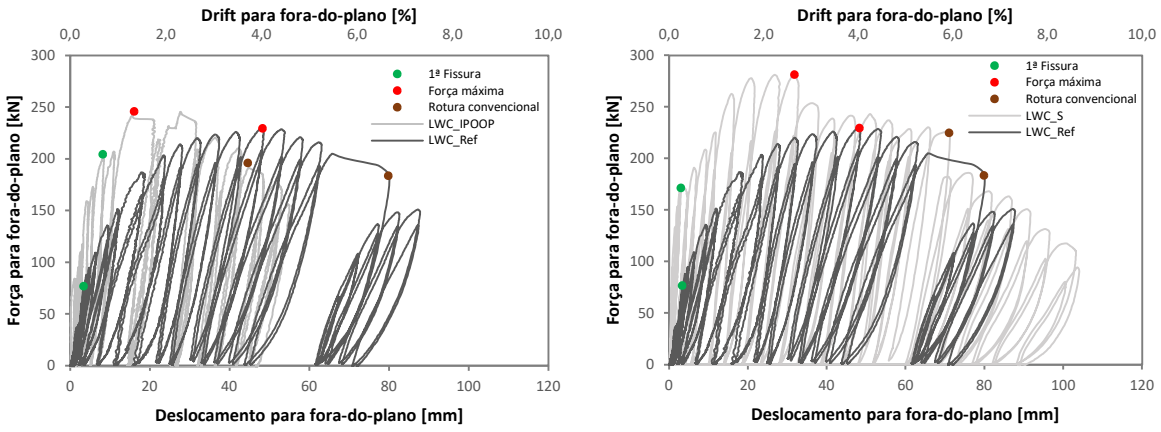
(c) Painel LWC_S

Figura 147 – Comparação global de resultados: Registo final de dano: (a) Painel LWC_Ref, (b) Painel LWC_IPOOP, e (c) Painel LWC_S

4.6.5.6.4 Observações finais

A análise do efeito do dano prévio no plano e da eficácia do reforço será cuidadosamente examinada a partir da observação da sobreposição das curvas histeréticas força-deslocamento apresentadas na Figura 148. O impacto da existência de dano prévio é mostrado na Figura 148 (a) e a eficácia do reforço é apresentada na Figura 148 (b). A partir da análise das curvas força-deslocamento, podem ser retiradas as seguintes conclusões:

- Efeito do dano prévio no plano: é possível observar que a existência de dano prévio aumentou a rigidez inicial (2.51 vezes), aumentou a carga máxima em 7% e a resistência de rotura convencional em cerda de 6%. Por outro lado, o dano prévio reduziu o deslocamento correspondente às diferentes etapas analisadas como a carga máxima, rotura convencional e final entre 38% a 67%. Relativamente ao deslocamento correspondente à primeira fissuração, o valor aumentou cerca de 145% relativamente à parede de referência. A degradação da resistência foi maior para imposições de *drift* maiores devido à existência de dano prévio no plano. A capacidade de dissipação de energia é altamente afetada pela existência de dano prévio, conforme comprovado pela redução de 56% relativamente à parede de referência;
- Eficácia do reforço: Pode-se observar que a existência de reforço melhorou a capacidade resistente da parede. Os parâmetros de força aumentaram em todas as etapas de análise de 23% a 123%, devido ao reforço. É uma diferença significativa para valores de drift inferiores a 3%. No entanto, para *drifts* superiores a 3%, a resistência é muito similar à resistência da parede de referência. A capacidade total de dissipação de energia aumentou 8%, no entanto, para *drifts* superiores a 5%, a capacidade de dissipação de energia da parede de referência foi menor.



(a) (b)

Figura 148 – Comparação global de resultados: curvas força-deslocamento: (a) LWC_Ref vs LWC_IPOOP; e b) LWC_Ref vs LWC_S.

4.7 ANÁLISE CRÍTICA DA IMPORTÂNCIA DAS UNIDADES DE ALVENARIA NA RESPOSTA GLOBAL DOS PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

A importância do tipo de unidade de alvenaria é discutida neste capítulo comparando os resultados obtidos nesta campanha de ensaios experimentais (paredes LWC_Ref e LWC_IPOOP) realizadas com blocos de betão leve (esbelteza igual a 7.3) com os resultados realizados em paredes construídas com tijolos cerâmicos, que se encontram documentados na literatura. Furtado, (2020), realizou uma campanha de ensaios cíclicos quase-estáticos em paredes de enchimento construídas à escala real num pórtico de betão armado com as mesmas dimensões geométricas do pórtico utilizado nesta campanha de ensaios. A única diferença foi a unidade de alvenaria utilizada, o autor testou paredes de enchimento construídas com tijolos cerâmicos de furação horizontal com 150 mm de espessura (esbelteza igual a 15.33). A configuração do ensaio, o protocolo de carregamento e pormenorização da armadura do pórtico foram os mesmos. Nesta análise, foram comparados os resultados das paredes Inf_08 (sem reforço e sem dano prévio no plano) e Inf_11 (sem reforço e com dano prévio com um *drift* máximo de 0,3%). São considerados os resultados de uma segunda campanha de ensaios, realizados por De Risi *et al.*, (2020). Os autores testaram paredes de enchimento em pórtico de BA, com as mesmas dimensões geométricas, pormenorização de armaduras, protocolo de carregamento e configuração do ensaio para painéis construídos com tijolos cerâmicos de furação horizontal, com 110 mm de espessura (esbelteza igual a 20.91). As paredes selecionadas para análise nesta comparação é a parede AB-OOP (sem reforço e sem dano prévio no plano) e a parede AB-IPOOP (sem reforço e dano prévio no plano para um *drift* máximo de 0.3%).

4.7.1 GRÁFICOS DE RESPOSTA FORÇA-DESLOCAMENTO

Os gráficos de resposta força-deslocamento estão apresentados na Figura 149, a partir dos quais são efetuadas comparações entre paredes com diferentes tipos de unidades de alvenaria, nomeadamente:

Paredes sem dano prévio no plano:

- A rigidez secante inicial parece estar diretamente relacionada com a espessura da parede, uma vez que a parede LWC_Ref obteve um valor de 15% a 44% maior das paredes Inf_08 e AB-OOP, respetivamente. Em relação às paredes construídas com tijolos cerâmicos de furação horizontal, novamente a parede com maior espessura (Inf_08) atingiu uma rigidez inicial 1.52 vezes maior que a parede mais fina AB-OOP;

- A primeira fissuração ocorreu para um *drift* superior em paredes com maior espessura como se pode observar comparando as paredes LWC_Ref com Inf_08 e AB-OOP. A parede LWC_Ref alcançou a primeira fissura para um deslocamento OOP 62% e 3% maior que Inf_08 e AB-OOP. O mesmo não foi observado na comparação entre as paredes Inf_08 e AB-OOP, uma vez que a parede mais fina atingiu a primeira fissura para um deslocamento 61% menor. Observações semelhantes podem ser feitas em relação à força correspondente à primeira fissuração. A parede LWC_Ref teve a primeira fissura para uma força correspondente 71% e 69% maior que as paredes Inf_08 e AB-OOP, respetivamente. Novamente, a parede mais fina, AB-OOP, atingiu a primeira fissura para uma força 4% superior à parede Inf_08.
- A parede LWC_Ref atingiu a carga de pico máxima com o valor de 230.1 kN, cerca de 5.2 e 4.4 vezes maior do que as paredes Inf_08 e AB-OOP. Observou-se que a parede Inf_08 atingiu um valor de força máxima cerca de 16% menor que a parede AB-OOP, o que é justificado pelo mecanismo de fissuração. A parede Inf_08 desenvolveu durante o ensaio um padrão de fissuração trilinear, que caracteriza o comportamento de um painel apoiado nos seus bordos laterais e inferior. O tipo de ligação do bordo superior da parede depende do acabamento da última fileira de tijolos. Durante o ensaio da parede AB-OOP, desenvolveu-se um mecanismo de fissuração como um padrão típico de painéis que se encontram apoiados nos quatro bordos, contribuindo assim para uma maior força OOP. O deslocamento em que ocorreu o pico de carga segue a mesma tendência, LWC_Ref atingiu o pico de carga para um deslocamento OOP 1.8 e 1.4 vezes maior. Novamente o $d_{OOP,\,max}$ da parede AB-OOP foi 35% maior do que a parede Inf_08;
- A rotura convencional ocorreu para maiores deslocamentos OOP para as paredes LWC_Ref e AB-OOP, o que está relacionado ao mecanismo de fissuração. O deslocamento de rutura convencional da parede LWC_Ref foi 1.79 e 2.61 vezes maior do que nas paredes AB-OOP e Inf_08, respetivamente. O deslocamento de rutura convencional da parede AB-OOP foi 1.49 vezes maior que o da parede Inf_08.

Paredes com dano prévio no plano:

- A parede LWC_IPOOP atingiu novamente a maior rigidez inicial. Pode-se observar que sua rigidez inicial foi 60427 kN/m, 7.58 e 10.6 vezes maior que as paredes Inf_11 e AB-IPOOP. Esta diferença parece ser mais significativa para paredes com danos anteriores quando comparados com os não danificados. Em relação à comparação entre as paredes Inf_11 e AB-OOP, o painel mais grosso atingiu uma rigidez inicial 1.40 vezes maior;
- A primeira fissura surgiu primeiro na parede mais fina (AB-IPOOP) para um *drift* OOP de 0.53%, 21% e 26% menor do que as paredes Inf_11 e LWC_IPOOP. A parede Inf_11

também atingiu a primeira fissura para um *drift* 6% menor que LWC_IPOOP. Desta forma, pode-se concluir que a primeira fissura se desenvolve primeiro em paredes com menor esbelteza. A mesma observação não pode ser feita em relação à força correspondente ao desenvolvimento da primeira fissura. O maior $F_{oop,1ªfiss}$ foi alcançada pela LWC_IPOOP com 204.4 kN, 8.85 e 8.54 vezes maior que as paredes Inf_11 e AB-IPOOP. Conforme observado nas paredes sem dano prévio no plano, a parede AB-IPOOP apresentou uma $F_{oop,1ªfiss}$ 4% maior que a parede Inf_11 justificado pelo padrão de fissuração. A parede Inf_11 apresentou um padrão de fissuração trilinear e a parede AB-IPOOP um padrão com cinco charneiras, que corresponde a uma fissuração típica de uma parede apoiada nos quatro bordos;

- A força máxima ocorreu primeiro nos painéis com maior espessura, ou seja, a parede LWC_IPOOP atingiu a força máxima para um *drift* OOP de 1.39, 69% e 54% menor do que as paredes Inf_11 e AB-IPOOP. Por outro lado, o painel de maior espessura, LWC_IPOOP, obteve o pico de carga mais elevado, de 248.69 kN, 9 e 4 vezes maior do que as paredes Inf_11 e AB-IPOOP. Devido ao mecanismo de rotura, a parede mais fina AB-IPOOP atingiu um pico de carga 2 vezes maior do que Inf_11;
- A rotura convencional ocorreu para menores valores de *drift* em painéis mais finos, por exemplo, a parede AB-OOP atingiu um *drift* de 3.11%, 49% e 20% menor que o valor observado na parede Inf_11 e na parede LWC_IPOOP.

O impacto das unidades de alvenaria no *drift* e na força para fora-do-plano nas diferentes fases dos ensaios (primeira fissuração, carga máxima e rutura convencional) é ilustrado na Figura 150 (a) e Figura 150 (b), respetivamente. A partir dos resultados de deslocamento OOP, torna-se claro que para os painéis sem dano prévio no plano, o *drift* OOP correspondente ao aparecimento da primeira fissura ocorreu para valores mais baixos comparando com as paredes com dano prévio. Relativamente à carga máxima, observa-se que a espessura do painel não apresentou resultados consensuais, pois a parede LWC_Ref atingiu o maior valor e a parede Inf_08 o menor valor. Na parede AB-OOP o $d_{OOP,1ªFiss}$ foi maior do que na parede Inf_08, que apresenta uma maior espessura. É possível reforçar a conclusão de que a primeira fissura se desenvolve primeiro para painéis danificados com menor esbelteza no plano. A rotura convencional ocorreu para uma imposição de *drift* menor em paredes mais finas com dano prévio no plano. Relativamente às forças correspondentes às diferentes etapas foram relacionadas como tipo de unidade de alvenaria e com o mecanismo de rotura. Assim, as paredes LWC_Ref e LWC_IPOOP alcançaram resistências 5 a 9 vezes maiores do que as restantes paredes ensaiadas. As diferenças observadas entre as paredes construídas com tijolos cerâmicos de furação horizontal com espessuras de 150 mm e 110 mm estão

relacionadas ao mecanismo de rotura. As paredes mais finas desenvolveram um padrão com cinco charneiras e as paredes mais grossas apresentaram um padrão de rotura trilinear.

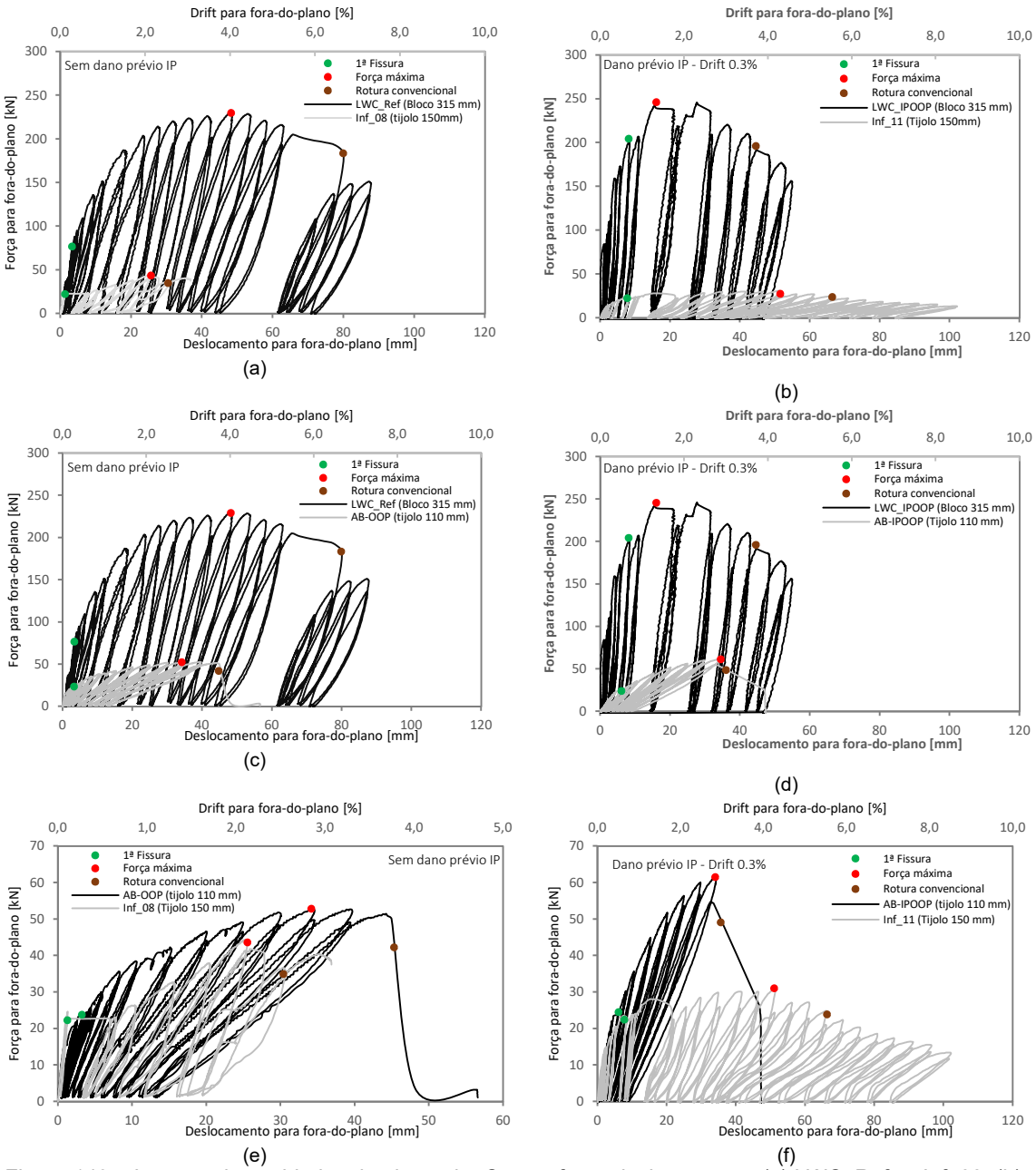
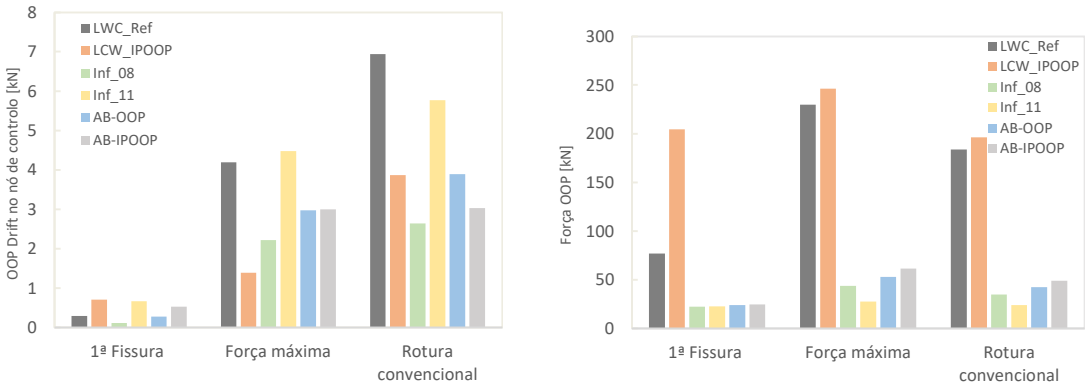


Figura 149 – Impacto das unidades de alvenaria: Curvas força-deslocamento: (a) LWC_Ref vs Inf_08; (b) LWC_IPOOP vs Inf_11; (c) LWC_Ref vs AB-OOP; (d) LWC_IPOOP vs AB-IPOOP; (e) Inf_08 vs AB-OOP; (f) Inf_11 vs AB-IPOOP.

Na Tabela 33 estão apresentados os parâmetros de resposta para todas as paredes e na Tabela 34 apresenta-se um resumo dos rácios desses parâmetros, auxiliando assim a análise do efeito das unidades de alvenaria e / ou da relação de esbelteza. Os mecanismos de rotura sofridos em cada parede ensaiada estão representados na Figura 151.



(a) (b)

Figura 150 – Impacto das unidades de alvenaria: comparação de resultados: a) OOP drift no nó de controlo; b) Força OOP.

Tabela 33 – Resumo dos parâmetros de resposta

PARÂMETROS	LWC_REF	LWC_IPOOP	LWC_S	INF_8	INF_11	AB-OOP	AB-IPOOP
$K_{OOP,sec,ini}$ [kN/mm]	24024	60427	69250	20420	7856	13453	5438
$F_{OOP,1ªfiss}$ [kN]	76.75	204.41	169.59	22.26	22.48	23.79	24.53
$F_{OOP,máx}$ [kN]	230.10	248.69	281.67	43.62	27.55	52.81	61.52
$F_{OOP,conv}$ [kN]	183.70	196.30	225.00	34.90	23.88	42.25	49.08
$d_{OOP,1ªfiss}$ [%]	0.29	0.71	0.30	0.11	0.67	0.28	0.53
$d_{OOP,máx}$ [%]	4.19	1.39	2.76	2.22	4.48	2.97	3.00
$d_{OOP,conv}$[%]	6.94	3.87	6.17	2.64	5.77	3.89	3.13

Tabela 34 – Resumo dos rácios dos parâmetros de resposta

RÁCIOS	PAREDES SEM DANO PRÉVIO			PAREDES COM DANO PRÉVIO		
PARÂMETROS	INF_08/ LWC_REF	AB-OOP/ LWC_REF	INF_08/ AB-OOP	INF_11/ LWC_IPOOP	AB-IPOOP/ LWC_IPOOP	INF_11/ AB-IPOOP
$K_{OOP,sec,ini}$ [kN/mm]	0.85	0.56	1.52	0.13	0.09	1.40
$F_{OOP,1ªfiss}$ [kN]	0.29	0.31	0.96	0.11	0.12	0.97
$F_{OOP,máx}$ [kN]	0.19	0.23	0.84	0.12	0.25	0.50
$F_{OOP,conv}$ [kN]	0.19	0.23	0.83	0.13	0.25	0.50
$d_{OOP,1ªfiss}$ [%]	0.38	0.97	0.39	0.94	0.74	1.26
$d_{OOP,máx}$ [%]	0.53	0.71	0.74	3.22	2.16	1.49
$d_{OOP,conv}$[%]	0.38	0.56	0.68	1.49	0.81	1.85

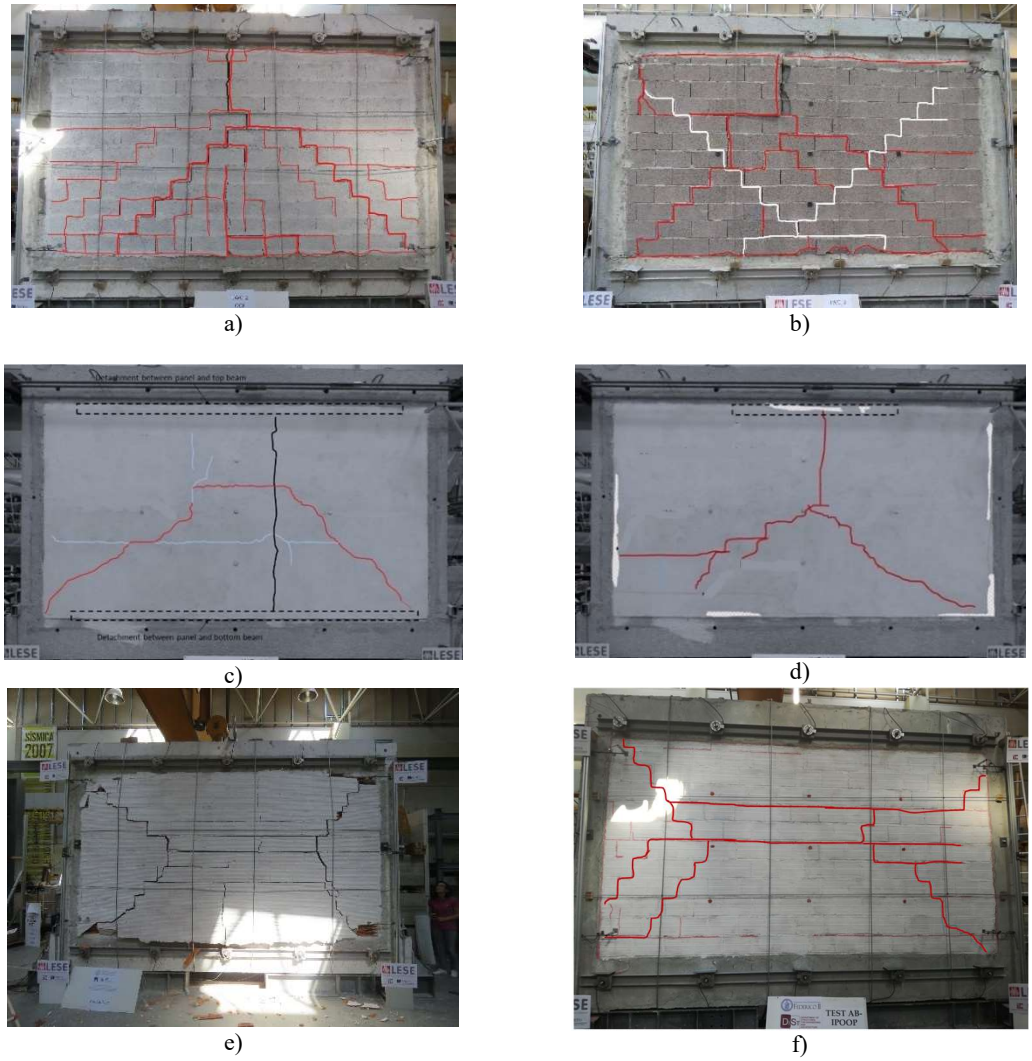


Figura 151 – Impacto das unidades de alvenaria: mecanismo de rotura: (a) LWC_Ref; (b) LWC_IPOOP, (c) Inf_08; (d) Inf_11; (e) AB-OOP e (f) AB-IPOOP

4.7.2 Coeficiente sísmico

As unidades da alvenaria em estudo são bastante diferentes nas suas dimensões geométricas, peso, características térmicas e acústicas. O peso das paredes de enchimento afetará a ação sísmica necessária para atingir o colapso OOP diretamente. Nos subcapítulos anteriores, a discussão baseou-se sempre nos resultados experimentais; ou seja, a força OOP aplicada diretamente nos painéis durante os ensaios experimentais. No entanto, essa discussão deve ser iniciada em termos do coeficiente sísmico (força OOP total dividida pela massa do painel), uma vez que os três tipos de paredes ensaiadas são bastante diferentes em termos de massa. A massa de cada parede foi estimada e está resumida na Tabela 35 onde se pode observar que, a massa do painel construído com os blocos

de betão leve é de 2840 kg, cerca de 2.23 e 3.05 vezes maior que a massa das paredes construídas com tijolos cerâmicos de furação horizontal com 150 mm e 110 mm de espessura, respetivamente.

O pico de carga atingido pelas paredes LWC_Ref e LWC_IPOOP foi 4.3 e 8 vezes maior do que as restantes. O coeficiente sísmico foi calculado com base na massa de cada painel e verificou-se que as paredes construídas com blocos de betão leve também alcançaram os melhores resultados, nomeadamente, 8.3 e 8.9g. A parede AB-OOP e AB-IPOOP atingiram um coeficiente sísmico 1.63 e 2.68 vezes maior que Inf_08 e Inf_11, respetivamente. A diferença entre os painéis sem danos no plano LWC_Ref e Inf_08 e AB-OOP reduziu para 2.37 e 1.46 vezes, respetivamente. O mesmo foi observado em relação aos painéis danificados LWC_IPOOP, Inf_11 e AB-IPOOP onde o coeficiente sísmico foi reduzido 3.56 e 1.33 vezes, respetivamente. A partir desses resultados, pode-se concluir que as paredes realizadas com blocos de betão leve são menos vulneráveis às ações sísmicas OOP quando comparadas com as paredes de tijolos cerâmicos de furação.

Tabela 35 – Coeficiente sísmico e massa de cada painel

PAREDE	MASSA PAINEL [TON] M_{PAINEL}	FORÇA MÁXIMA [KN] $F_{MÁX}$	$\alpha = \frac{F_{máx}}{m_{painel}}$
LWC_Ref	2.840	230.1	8.3
LWC_IPOOP		248.7	8.9
Inf_08	1.270	44.2	3.5
Inf_11		30.7	2.5
AB-OOP	0.931	52.5	5.7
AB-IPOOP		61.6	6.7

4.8 OBSERVAÇÕES FINAIS

As fachadas dos edifícios de BA estão em constante evolução devido às crescentes exigências dos códigos atuais relativamente à proteção térmica, acústica e contra incêndio de edifícios. Diferentes unidades de alvenaria foram desenvolvidas e utilizadas em construções baseadas apenas nas necessidades funcionais, negligenciando a sua possível vulnerabilidade sísmica. Atualmente, os blocos de betão leve são muito populares na construção das fachadas de edifícios BA por muitos motivos. Um deles é o seu alto desempenho térmico e acústico. O estudo da sua resposta às ações sísmicas OOP é de total importância para avaliar sua vulnerabilidade num possível cenário de

terremoto. Com base nesta motivação, o objetivo principal deste capítulo foi o estudo do comportamento OOP de paredes de enchimento de alvenaria à escala real construídas com blocos de betão leve de furação vertical. Foi realizada uma campanha experimental abrangendo três paredes construídas à escala real. Uma delas sem dano prévio no plano e sem reforço. A segunda parede foi testada com dano prévio causado por um teste no plano realizado até atingir um *drift* máximo de 0.3% e sem reforço. A terceira parede foi testada sem dano prévio, mas foi reforçada com TRM. Todos os testes foram realizados impondo um carregamento semi-cíclico (carregamento-descarregamento-recarregamento) de deslocamentos na direção fora do plano (OOP), aplicando uma carga uniformemente distribuída através de pequenos atuadores pneumáticos. Com base nesta campanha experimental, podem ser retiradas as seguintes conclusões:

- A existência de dano prévio aumentou o deslocamento OOP correspondente ao aparecimento da primeira fissura. Por outro lado, o reforço reduziu esse deslocamento. Foi observado no pico de carga e na rotura convencional o mesmo fenómeno;
- A capacidade de resistência OOP do painel não foi afetada pelo dano prévio. Foi observado apenas um pequeno aumento devido ao reforço de TRM;
- A parede com dano prévio apresentou menos 50% de capacidade na dissipação de energia comparada com a parede de referência. O reforço contribuiu para um ligeiro aumento da capacidade de dissipação de energia da parede em cerca de 8%;
- A solução reforçada não proporcionou melhoria significativa em todos os parâmetros de resposta. Mesmo utilizando uma malha de fibras de vidro com alta resistência à tração, a capacidade de resistência não foi melhorada. Também a degradação da resistência foi semelhante à parede de referência.

Foi realizada uma segunda análise em que os resultados obtidos nesta campanha experimental foram comparados com resultados obtidos em ensaios semelhantes realizados em paredes construídas com tijolos cerâmicos de furação horizontal com espessuras de 150 mm e 110 mm. O impacto do tipo de unidade de alvenaria e a esbelteza do painel foi analisado em termos de parâmetros de resposta. Esta comparação encontrou maior efeito da unidade de alvenaria para os painéis danificados, em que foi observado que a primeira fissura se desenvolve primeiro para painéis danificados com menor esbelteza. A rotura convencional ocorreu para imposições de deslocamentos mais baixos em painéis danificados mais esbeltos. As forças correspondentes às diferentes etapas foram relacionadas com a unidade de alvenaria e com o mecanismo de rotura. Assim, o coeficiente sísmico foi de 1.3 a 3.6 vezes maior para as paredes construídas com blocos de betão leve, revelando-se menos vulneráveis a carregamentos OOP comparando com os demais painéis construídos com tijolos cerâmicos de furação horizontal.

5

CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA DE PAREDES DE ALVENARIA EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

Foram realizados ensaios de vibração ambiental com o objetivo de fazer a caracterização dinâmica de paredes de alvenaria de blocos termoacústicos de betão leve em estruturas porticada de BA. Efetuaram-se duas campanhas de ensaios, uma *in situ* e outra em ambiente de laboratório. O primeiro grupo de ensaios incidiu sobre dois painéis construídos à escala real no laboratório do LESE, onde se procurou fazer a identificação dinâmica no plano e para fora-do-plano do pórtico preenchido com alvenaria de blocos termoacústicos de betão leve, tendo sido também analisado o efeito da existência de dano nas frequências no plano e para fora-do-plano do painel. O segundo grupo de ensaios foi realizado *in situ*, com o objetivo de fazer a caracterização dinâmica para fora-do-plano de paredes de alvenaria numa estrutura porticada de betão armado analisando-se o efeito da geometria e as condições de apoio do painel.

5.1 INTRODUÇÃO

Existem várias técnicas para a avaliação das características dos elementos construtivos, nomeadamente os ensaios experimentais *in situ*, com recurso a vibração ambiental, forçada e livre, que permitem determinar um conjunto de parâmetros modais, nomeadamente as frequências naturais, as deformadas modais associados a essas frequências e os coeficientes de amortecimento, que permitem calibrar modelos numéricos capazes de reproduzir ou prever corretamente o comportamento dinâmico de estruturas (Silva and Minhalma, 2015).

No âmbito desta tese foram realizados ensaios de vibração ambiental para fazer caracterização dinâmica das paredes, dado que apresenta vantagens relativamente às outras técnicas de ensaios de vibração, nomeadamente: i) possui um caracter não destrutivo, visto que apenas é necessário fixar os sensores; ii) é económico porque não é necessário recorrer a vibração forçada, uma vez que as excitações são criadas por ações ambientais; iii) e é de fácil execução.

Um ensaio de vibração ambiental consiste na medição da resposta das estruturas às ações a que elas normalmente estão sujeitas, designadas habitualmente por ações ambientais. Essas medições podem ser realizadas em termos de acelerações (mais usual), velocidades ou deslocamentos. As ações ambientais não são conhecidas em termos determinísticos, assim, os registos de resposta obtidos em ensaios deste tipo podem-se designar por identificação modal estocástica, na qual a excitação a que a estrutura se encontra sujeita é definida por um processo estocástico gaussiano do tipo ruído branco com média nula, numa ampla gama de frequências (Silva and Minhalma, 2015), que basicamente corresponde a um sinal energético semelhante para todas as frequências, ou seja, todas as frequências próprias da estrutura são excitadas de igual forma (Lopes *et al.*, 2010).

Segundo Rodrigues (2004), existem algumas exigências específicas para uma eficiente realização dos ensaios de vibração ambiental:

- A sensibilidade dos transdutores e a resolução dos sistemas de aquisição de dados utilizados nesse tipo de ensaios deve ser adequada, uma vez que, no caso de estruturas muito rígidas, as amplitudes dos movimentos em resposta às ações ambientais são muito baixas;
- É importante definir corretamente os procedimentos de ensaio;
- Os métodos de identificação, ou de análise dos registos de resposta com vista a avaliar as características dinâmicas dos sistemas, devem ser adequadas à gama de frequências produzidas pelas estruturas, correndo o risco de não ser possível identificar as características dinâmicas dos principais modos de vibração (Serpa, 2015).

5.1.1 Frequência da amostragem e aquisição de dados

O tempo de aquisição de dados nos ensaios de vibração ambiental, é um fator importante na caracterização da resposta dinâmica da estrutura. Devem-se garantir tempos de aquisição suficientemente longos de modo a minimizar os efeitos dos erros de *leakage* (Pimentel, 2008). Assim, a aquisição de dados é realizada ao longo de um intervalo de tempo finito pré-definido de acordo com a Equação (5.1) (Lopes *et al.*, 2010):

$$t \geq 1000/f_{min} \tag{5.1}$$

Em que t representa o tempo de aquisição em segundos, e f_{min} o valor da menor frequência da estrutura. A resposta é registada através de transdutores, que pode ser em termos de acelerações (o mais comum), deslocamentos ou velocidades.

Um outro requisito importante é a frequência de amostragem traduzida pelo aparelho, que representa a velocidade com que o conversor analógico-digital digitaliza o sinal, ou seja, o sinal é registado de forma igualmente espaçada no tempo, dependendo este espaçamento da frequência da amostragem (Pimentel, 2008). A frequência deve estar adequada à gama de frequências produzidas pelas estruturas, correndo o risco de não ser possível identificar as características dinâmicas dos principais modos de vibração (Serpa, 2015). Assim, Pimentel (2008) refere que a frequência de amostragem pode ser calculada pelo teorema de amostragem de *Shanonn* (por vezes designado por teorema de Nyquist) que está representado na Equação (5.2):

$$f_s \geq f_{máx}/2 = f_{Nyquist} \tag{5.2}$$

Onde f_s é a frequência da amostragem, $f_{máx}$ a frequência máxima e $f_{Nyquist}$ a frequência de Nyquist.

5.1.2 Erros

Num processo de medição haverá sempre algum grau de incerteza associado. Os erros podem ser devido à calibração dos aparelhos de medição ou podem resultar da existência anomalias e erros no processo aquisição e processamento de sinal. É importante compreender e avaliar com rigor os sinais obtidos durante os ensaios para que, se necessário, se adotem medidas para corrigir alguns erros associados, Pimentel (2008).

Estes erros são abordados em pormenor em Pimentel (2008) e Rodrigues, (2004), referindo as suas fontes e os métodos que existem para eliminar ou diminuir os seus efeitos. De seguida e de uma

forma sucinta, enumeram-se alguns erros que podem surgir durante o processo de aquisição e processamento de sinal:

i) Ruído – é um fenómeno aleatório que perturba o conteúdo de interesse de um sinal (ruído eletrónico, frequência da rede de distribuição de energia elétrica, vibrações reais, ou vibrações devido a ruído sonoro);

ii) Saturação de sinais – ocorre devido à incorreta definição do campo de medida, relativamente às amplitudes de resposta espectáveis ou por falta da correção da linha de base dos aparelhos;

iii) Erros de escorregamento (*leakage*) – ocorre quando o sinal que é limitado no domínio do tempo, passa a infinito no cálculo da FFT (*Fast Fourier Transform*) devido a não ter um conteúdo periódico com um número inteiro de ciclos;

iv) Erros por sobreposição (*aliasing*) – ocorrem quando a frequência da amostragem é inferior ao dobro da frequência máxima presente no sinal (Teorema da amostragem de Nyquist), ver o exemplo na Figura 152.

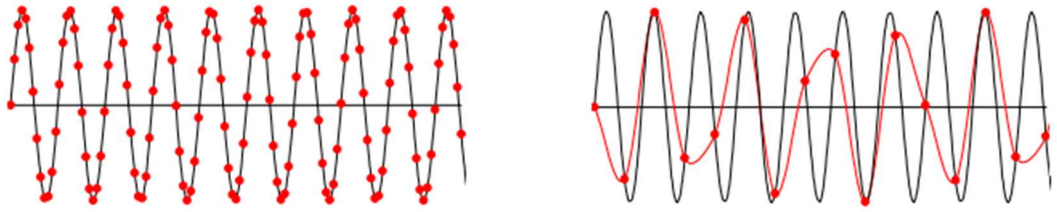


Figura 152 – Erro "aliasing": (a) frequência da amostragem adequada e (b) erro de "aliasing" devido a uma frequência de amostragem deficiente. Pimentel, (2008)

5.1.3 PROCESSAMENTO DE DADOS

As grandezas medidas e registadas, sejam elas deslocamentos, velocidades ou acelerações, apresentam uma continuidade temporal, constituindo assim registos analógicos. Com o desenvolvimento tecnológico, os sistemas digitais já permitem uma maior capacidade de armazenamento de informação e uma maior rapidez de manipulação da informação registada. No entanto, o uso destas técnicas implica o conhecimento dos erros associados e das formas de os tratar (Lopes *et al.*, 2010). O pré-processamento pode envolver um conjunto de operações que se encontram descritas em pormenor em (Rodrigues, 2004) e apresentam-se de forma breve de seguida:

- correção de pontos singulares;

- junção de amostras com colocação de janelas de transição, operação necessária quando o equipamento utilizado permite apenas a aquisição de amostras com uma duração limitada;
- introdução de fatores de escala nos registos;
- correção dos registos tendo em conta a resposta em frequência dos equipamentos utilizados;
- remoção de média de tendências lineares e filtragem passa-alto;
- filtragem passa-baixo e decimação.

Após o tratamento de dados é feita a identificação dinâmica da estrutura, determinando-se as frequências próprias e as correspondentes deformadas e coeficientes de amortecimento modais.

5.1.4 IDENTIFICAÇÃO MODAL ESTOCÁSTICA

Existem vários métodos de identificação modal estocástica que se podem dividir em dois grupos: métodos no domínio da frequência e métodos no domínio do tempo. Estes métodos de identificação modal apresentam-se descritos de forma detalhada em Rodrigues, (2004).

De seguida apresentam-se de forma resumida os métodos no domínio da frequência, uma vez que foram os métodos utilizados na identificação modal dos registos dos ensaios realizados neste capítulo.

A identificação modal estocástica no domínio da frequência baseia-se na utilização das estimativas de funções de densidade espectral de potência da resposta, obtidas através do algoritmo da transformada rápida de *Fourier* (FFT).

De seguida apresentam-se dois métodos de identificação modal no domínio da frequência: o método básico no domínio da frequência (BFD) e o método de decomposição no domínio da frequência (FDD). Apresentam-se ainda uma versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD) e aborda-se, de uma forma muito sucinta, a aplicação destes métodos a partir das funções de decremento aleatório (RD-BFD, RD-FDD e RD-EFDD).

Método básico (BFD) ou método de seleção de picos (Peak-Picking - PP)

O método básico no domínio da frequência, BFD (*Basic Frequency Decomposition*) também conhecido pelo método da seleção de picos (*Peak-Picking* PP) foi o primeiro método a ser utilizado na identificação dinâmica de estruturas em ensaios de vibração ambiental. Devido à sua facilidade de implementação, fácil interpretação e à fiabilidade dos resultados obtidos, sendo um método muito utilizado na área da Engenharia de Estruturas (Pinho, 2016).

Para que o método *peak-picking* produza bons resultados e se consiga identificar os picos correspondentes às frequências naturais é necessário que se cumpram as seguintes hipóteses (Rodrigues, 2004): as forças de excitação devem ter densidade espectral aproximadamente constante; os modos de vibração devem ter frequências bem separadas; e valores de amortecimento pequenos.

O método de seleção de picos identifica modos operacionais de deformação (deformada sujeita a uma excitação puramente harmónica) e não exatamente modos de vibração. Assim um modo operacional de deformação é uma combinação de todos os modos de vibração, contudo, são os modos de vibração que têm uma frequência mais próxima da frequência de excitação que mais contribuem para o modo operacional de deformação (Rodrigues, 2004). Por esta razão, é necessário que os modos de vibração tenham frequências espaçadas para que o método funcione.

Método de decomposição no domínio da frequência (FDD)

O método de decomposição no domínio da frequência, FDD (*Frequency Domain Decomposition),* surge com o objetivo de resolver uma das limitações do método BFD, dado que, permite a identificação de modos com frequências próximas. No método FDD é introduzida uma operação de diagonalização da matriz de funções de densidade espectral, capaz de decompor essas funções em valores singulares dessa matriz, SVD (*Singular Value Decomposition*). Deste modo, obtém-se um conjunto de sistemas com um grau de liberdade, onde cada um corresponde a um modo de vibração do sistema (Pinho, 2016).

A nível de deformações modais, o método FDD identifica modos de vibração, facto pelo qual a identificação das características de modos de vibração com frequências próximas é melhor utilizando o método FDD. O método pode ser considerado de utilização fácil e de execução rápida (Rodrigues, 2004).

Método Melhorado de Decomposição no Domínio da Frequência (EFDD)

O método melhorado de decomposição no domínio da frequência, EFDD (*enhanced frequency domain decomposition)* é considerado como um aperfeiçoamento do método FDD, uma vez que este método permite estimar com maior rigor as frequências de vibração, as configurações modais e o coeficiente de amortecimento de uma estrutura.

No método EFDD, não se selecionam apenas os picos dos espectros de valores singulares, mas sim zonas desses espectros cujos respetivos vetores singulares têm entre si uma correlação elevada, ou seja, correspondem à resposta do sistema num modo de vibração (Rodrigues, 2004).

5.1.5 RESULTADOS DA IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

Os resultados dos ensaios de identificação dinâmica providenciam informações úteis sobre a estrutura, permitindo avaliar, *in situ*, defeitos, danos ou mesmo um estado de degradação generalizado e concluir sobre o estado e funcionamento da estrutura. Os ensaios de identificação dinâmica *in situ* devem ser complementados com a modelação numérica da estrutura. Os resultados (frequências próprias e deformadas modais) são ajustados aos obtidos experimentalmente, através do ajuste das propriedades mecânicas (em particular do módulo de elasticidade), num processo iterativo. Esta abordagem permite determinar o valor do módulo de elasticidade global e possibilita ainda que o modelo numérico desenvolvido fique devidamente calibrado, ainda que em regime elástico, em correspondência com as condições *in situ* da estrutura, podendo então ser utilizado com confiança para a avaliação de segurança da estrutura (Lopes *et al.*, 2010).

5.2 EQUIPAMENTO E MÉTODOS

Todos os ensaios de vibração ambiental efetuados no âmbito desta tese, foram realizados utilizando a mesma metodologia e recorrendo ao mesmo equipamento, tendo variado apenas o número de acelerómetros. Na identificação dinâmica para fora-do-plano dos vários painéis de alvenaria, foram adotados cinco acelerómetros, uma vez que segundo Furtado *et al.*, (2017) é o número mínimo necessário para captar corretamente a primeira frequência do painel.

Na realização dos ensaios de vibração ambiental, foram utilizados os seguintes equipamentos:

- Entre 5 a 9 acelerómetros piezométricos da marca PCB *Piezitronics*, modelo 393B31, com uma gama de acelerações de 0.5g, com sensibilidade 10.0 v/g e uma gama de frequências 0.01 a 200 Hz;
- 5 a 9 cabos coaxiais piezométricos da marca PCB *Piezitronics*, modelo 024R10, que fazem a ligação entre os acelerómetros e a placa de aquisição de dados;
- 2 a 3 placas de aquisição de dados com quatro canais cada uma com resolução de 24 bits, modelo NI USB-9162 da *National Instruments*, que permitem a aquisição de dados em simultâneo de vários acelerómetros;
- Computador portátil com o software *LabVIEW Signal Express*, *ed 2010*;
- Outros materiais: chapas metálicas para fixação dos acelerómetros, fita métrica, bucha química, ponto de energia e extensões.

O procedimento usado durante os vários ensaios foi o seguinte:

- Definição do número e da posição dos acelerómetros. Nos painéis de alvenaria o número e a posição dos acelerómetros podem variar consoante a existência de aberturas e condições de fronteira, assim, como os painéis de alvenaria ensaiados não apresentaram aberturas, foram adotados apenas cinco acelerómetros para medição das frequências para fora-do-plano, igualmente espaçados e dispostos em cruz, conforme se pode visualizar nas imagens (a) e (b) da Figura 155;
- Medição da largura e altura da parede e marcação da posição dos acelerómetros, em cruz e igualmente espaçados;
- Fixação das chapas metálicas através de bucha química nos pontos previamente marcados;
- Colocação dos acelerómetros nas chapas metálicas através de uma ligação roscada;
- Ligação dos acelerómetros aos dispositivos NI USB-9162 através de cabos coaxiais;
- Conexão dos dispositivos NI USB-9162 ao computador;
- Aquisição de dados realizada através do software *LabVIEW SignalExpress*. Nos ensaios realizados in situ foram efetuados em cada parede dois ensaios com duração de dez minutos. Enquanto nos ensaios realizados em laboratório, foram efetuados três ensaios com duração de dez minutos.

5.3 TRATAMENTO DE RESULTADOS

A análise de identificação modal dos registos dos ensaios foi efetuada recorrendo à técnica de seleção de picos e ao método *Enhanced Frequency Domain Decomposition* (EFDD), implementados no software *ARTeMIS Extractor* 5.3, versão 2011, possibilitando a identificação das frequências naturais (ver Figura 153) e os respetivos modos de vibração, ver Figura 154.

Na Figura 153 apresentam-se, como exemplo, os espectros dos quatro primeiros valores singulares de funções de densidade espectral, assim como a identificação dos picos que indicam os valores de frequência correspondentes a modos naturais de vibração do modelo.

Apesar da identificação dos vários modos de vibração dos painéis de alvenaria no-plano e para fora-do-plano, apenas será analisado o primeiro modo de vibração visto que na literatura se identifica como o modo predominante que governa o modo de rotura da parede.

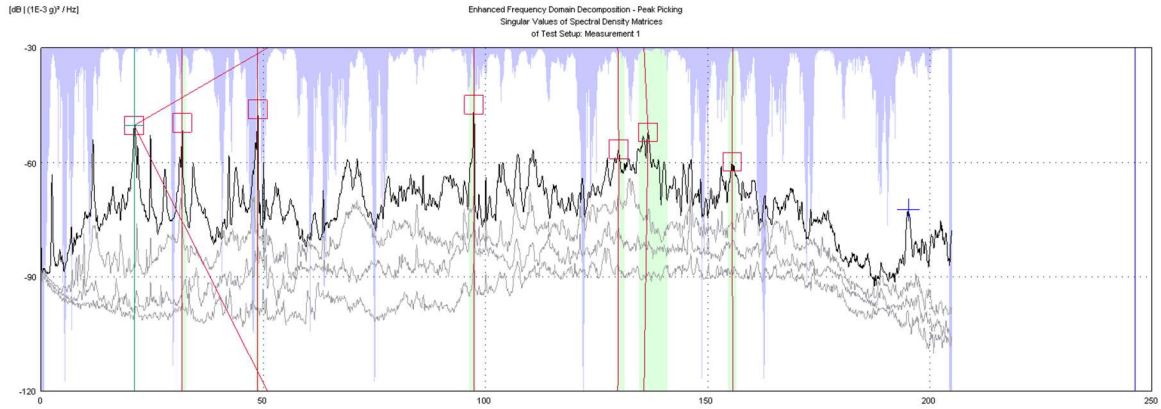
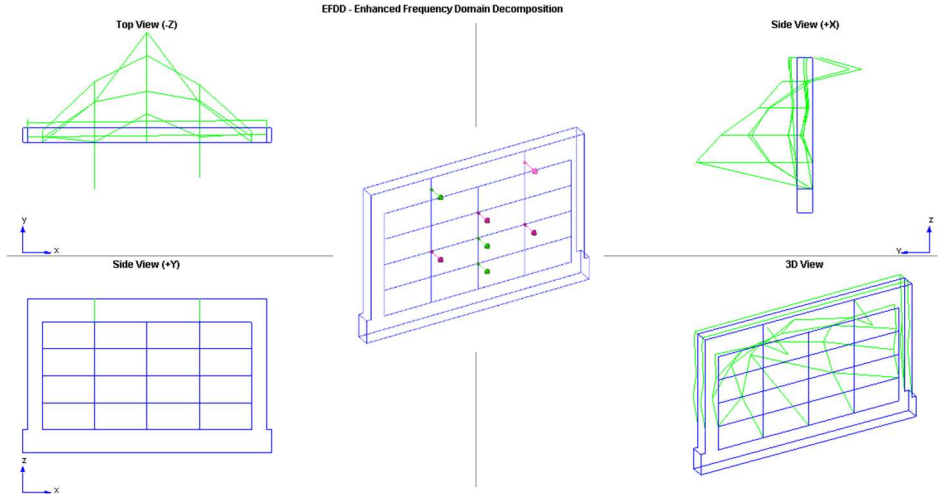
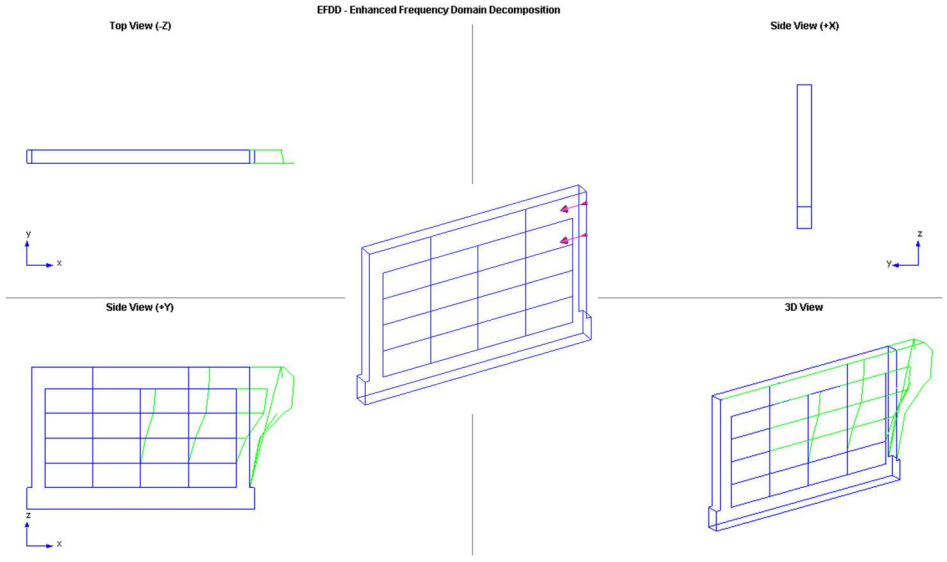


Figura 153 – Identificação dos picos nos espectros



(a)



(b)

Figura 154 – Modo de vibração: (a) para fora-do-plano e (b) no-plano

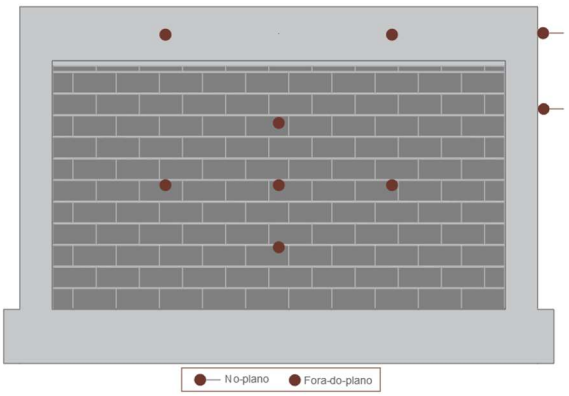
5.4 IDENTIFICAÇÃO MODAL DE PAREDES EM LABORATÓRIO

Com o propósito de identificar as frequências e modos de vibração no plano e para fora-do-plano do pórtico de BA preenchido com blocos de betão leve termoacústicos da ARTEBEL, foram realizados três ensaios de vibração ambiental à escala real no LESE. O sistema composto pelo pórtico de BA e pelo painel LWC_Ref foi ensaiado antes de ser sujeito ao ensaio para fora-do-plano e o sistema composto pelo pórtico de BA e painel LWC_IPOOP foi ensaiado antes e depois do ensaio no-plano, tendo estes dois últimos ensaios sido realizados com o intuito de avaliar a influência de dano prévio nas frequências no-plano e para fora-do-plano do painel.

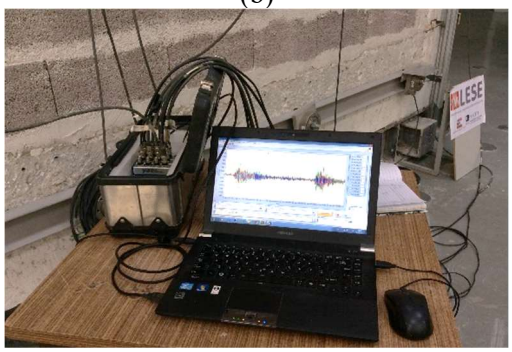
Na realização dos ensaios de vibração ambiental foram utilizados nove acelerómetros, sete para identificação das frequências para fora-do-plano (cinco no painel e dois na viga superior do pórtico de BA) e dois acelerómetros no pilar para fazer a caracterização das frequências no-plano, a localização dos acelerómetros pode ser visualizada na Figura 155 (a) e (b).



(a)



(b)



(c)

Figura 155 – Teste de vibração ambiental no LESE: (a) vista geral do ensaio, (b) localização dos acelerómetros no painel e (c) Sistema de aquisição de dados

Na Tabela 36 estão apresentados os valores das frequências referentes ao primeiro modo de vibração no-plano e para fora-do-plano dos painéis LWC_Ref e LWC_IPOOP. Relativamente aos ensaios de vibração para fora-do-plano e sem dano prévio, verificou-se que o valor médio da frequência do painel LWC_IPOOP é igual a 24.66 Hz, 17% superior ao valor médio da frequência no painel LWC_Ref, facto que poderá ser justificado por fatores construtivos, nomeadamente uma maior qualidade na execução nas juntas de assentamento e/ou a execução mais cuidada do fecho superior da parede. No-plano e sem dano prévio, os dois painéis apresentam valores médios de frequência próximos, 19.41 Hz no painel LWC_Ref e 18.40 Hz no painel LWC_IPOOP.

Após o ensaio no-plano no painel LWC_IPOOP, realizou-se um ensaio de vibração ambiental adicional com o objetivo de avaliar a influência do dano prévio nas frequências no-plano e para fora-do-plano do painel. Com base nos resultados obtidos e apresentados na Tabela 36, observou-se uma redução de 20% na frequência para fora-do-plano enquanto a frequência no-plano não sofreu alteração.

Tabela 36 – Frequência no plano e para fora-do-plano dos painéis LWC_Ref e LWC_IPOOP – 1º Modo de Vibração

	Frequência – 1º Modo de Vibração								
		Fora-do-plano				**No-plano**			
	Painel-nº	f [Hz]	f_m [Hz]	**Desvio Padrão [Hz]**	**C.V. [%]**	f [Hz]	f_m [Hz]	**Desvio Padrão [Hz]**	**C.V. [%]**
Painel sem dano no plano	**LWC_Ref-1**	20.88				19.41			
	LWC_Ref-2	20.98	20.98	0.061	0.29	21.26	19.78	1.338	6.77
	LWC_Ref-3	20.99				18.66			
Painel sem dano no plano	**LWC_IPOOP-1**	24.66				18.40			
	LWC_IPOOP -2	24.66	24.66	0.006	0.02	18.40	18,40	0.000	0.00
	LWC_IPOOP -3	24.65				18.40			
Painel com dano no plano	**LWC_IPOOP -1**	19.88				18.41			
	LWC_IPOOP -2	19.90	19.90	0.012	0.06	18.43	18.42	0.014	0.08
	LWC_IPOOP -3	19.90				-			

5.5 Identificação modal de paredes de alvenaria *in situ*

Neste subcapítulo apresenta-se a campanha experimental de ensaios de vibração ambiental realizados em paredes de enchimento exteriores de uma moradia unifamiliar em construção localizada no Porto.

Como podemos ver na Figura 156, a moradia é constituída por rés-de-chão e primeiro andar, possui uma geometria retangular e estruturalmente pode ser classificada como estrutura porticada de BA. As lajes são de vigotas pré-esforçadas, as paredes exteriores compostas por blocos termoacústicos de betão leve e furação vertical com 315 mm de espessura e as paredes interiores compostas por blocos de betão leve com 110 mm de espessura, ambos os blocos fornecidos pela empresa ARTEBEL. Segundo as informações fornecidas pelo dono de obra, as paredes exteriores foram executadas de acordo com os procedimentos preconizados pela empresa ARTEBEL, visto que um técnico da empresa se deslocou à obra e deu a formação necessária aos executantes das paredes.



(a) (b)

Figura 156 – Ensaio de vibração ambiental em vivenda: (a) vista geral do ensaio da vivenda, e (b) localização dos acelerómetros na parede 05

No total foram ensaiadas sete paredes com diferentes dimensões e restrições de bordo, apenas duas das sete paredes tinham as mesmas dimensões e as mesmas restrições de bordo. Na Tabela 37 estão resumidas as características de cada parede e na Figura 157 estão apresentadas as suas dimensões e os esquemas de localização dos cinco acelerómetros usados durante cada ensaio de vibração ambiental. Foram efetuados em cada parede dois ensaios com duração de dez minutos segundo os procedimentos de ensaio já descritos no subcapítulo 5.2 desta tese.

Dos resultados de vibração ambiental observados e ilustrados Figura 158, verifica-se que as primeiras frequências registadas para fora-do-plano se situaram entre os 47 Hz e o 74 Hz, e como era de esperar, foram as paredes com apenas três bordos restringidos (3 BR) a apresenta menor valor (Paredes 04 e 05), assim como a maior parede ensaiada (Parede 01).

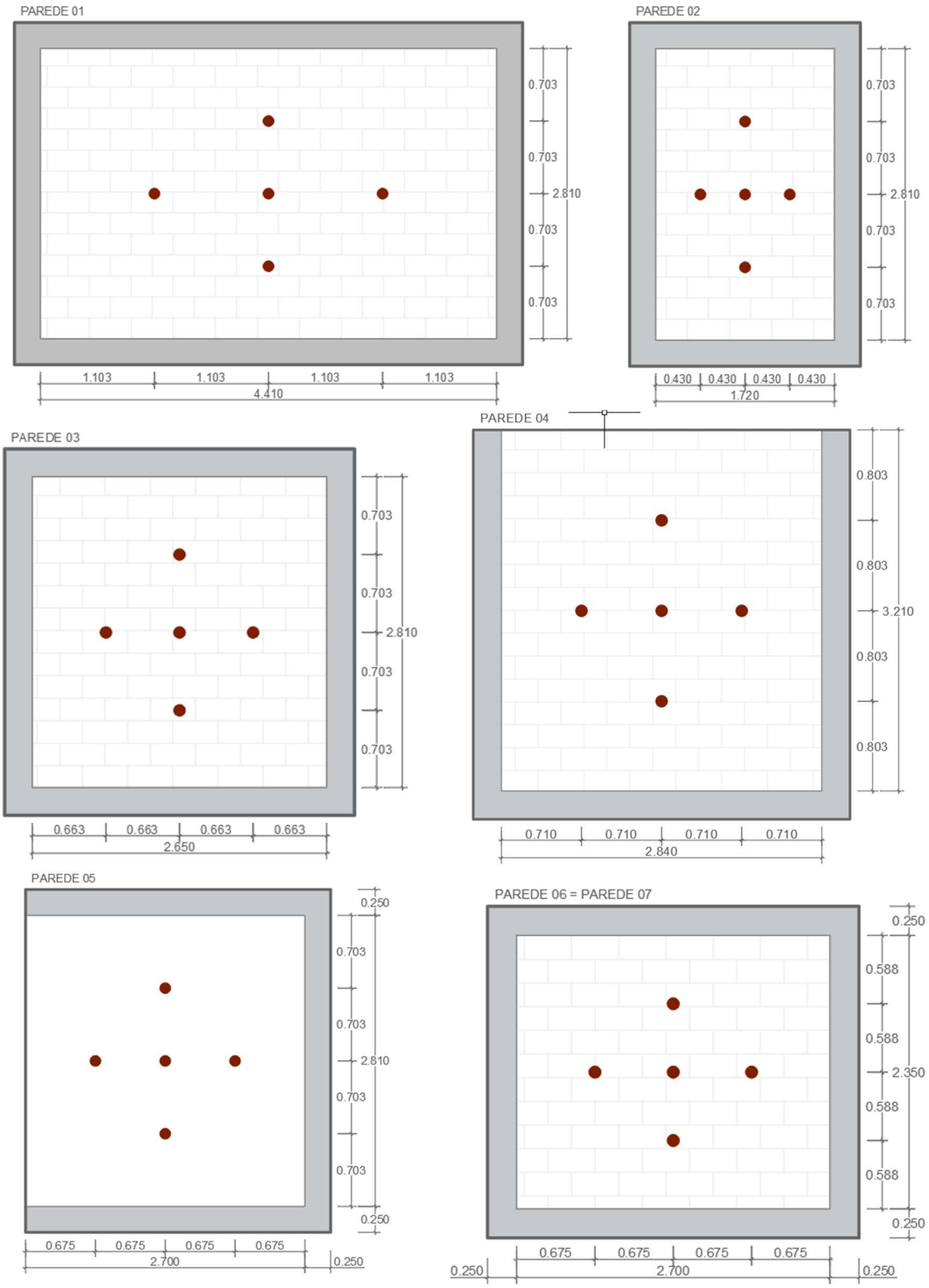


Figura 157 – Testes de vibração ambiental *in situ* em vivenda: geometria das paredes ensaiadas e respetiva localização dos acelerómetros

Tabela 37 – Características das paredes e resultados dos ensaios de vibração ambiental da moradia unifamiliar: Frequências para fora-do-plano - 1º Modo de Vibração

					Frequência – 1º Modo			
PAINEL	**ÁREA [M²]**	**H/L**	**D [m]**	**RESTRIÇÕES DE BORDO**	f [Hz]	f_m [Hz]	**DESVIO PADRÃO [Hz]**	**C.V. [%]**
Parede 01	11.52	0.69	4.97	4 RB	46.81 47.28	47.05	0.33	0.71
Parede 02	4.83	1.63	3.29	4 RB	73.54 73.14	73.34	0.28	0.39
Parede 03	7.45	1.06	3.86	4 RB	55.17 58.53	56.85	2.38	4.18
Parede 04	9.12	1.13	4.29	3 RB	47.13 47.33	47.23	0.14	0.30
Parede 05	6.27	1.26	3.59	3 RB	52.08 49.24	50.66	2.01	3.96
Parede 06	6.35	0.87	3.58	4 RB	64.04 61.44	62.74	1.84	2.93
Parede 07	6.35	0.87	3.58	4 RB	65.84 67,96	66.90	1.50	2.24

Analisando a relação altura/comprimento (H/L) apresentada na Figura 158 (b) constata-se uma grande dispersão de resultados. Pode-se dizer que, em relação aos painéis ensaiados, quanto mais afastado da unidade for o valor de H/L (valores superiores ou inferiores à unidade), maior é a rigidez do painel e por conseguinte maior vai ser o valor da 1ª frequência para fora-do-plano. As paredes 06 e 07 têm a mesma geometria e as mesmas restrições de bordo, no entanto apresentam uma diferença de 6 % no valor da frequência que poderá ser devido à qualidade de execução das juntas de argamassa de assentamento.

Analisando o gráfico da Figura 158 (c), verifica-se que quanto maior é a diagonal da parede, D, menor é o valor da 1ª frequência para fora-do-plano. Por exemplo, a Parede 01 apresenta o maior valor da diagonal, 4.97 m, e uma frequência de 47.05 Hz, enquanto a Parede 02 possui o menor valor da diagonal, 3.29 m e apresenta uma frequência de 73.34 Hz. As paredes 05, 06 e 07 têm o comprimento da diagonal similar, porém o facto da Parede 05 ter apenas três bordos restringidos, faz com que o valor da frequência seja inferior aos registados nas outras duas paredes.

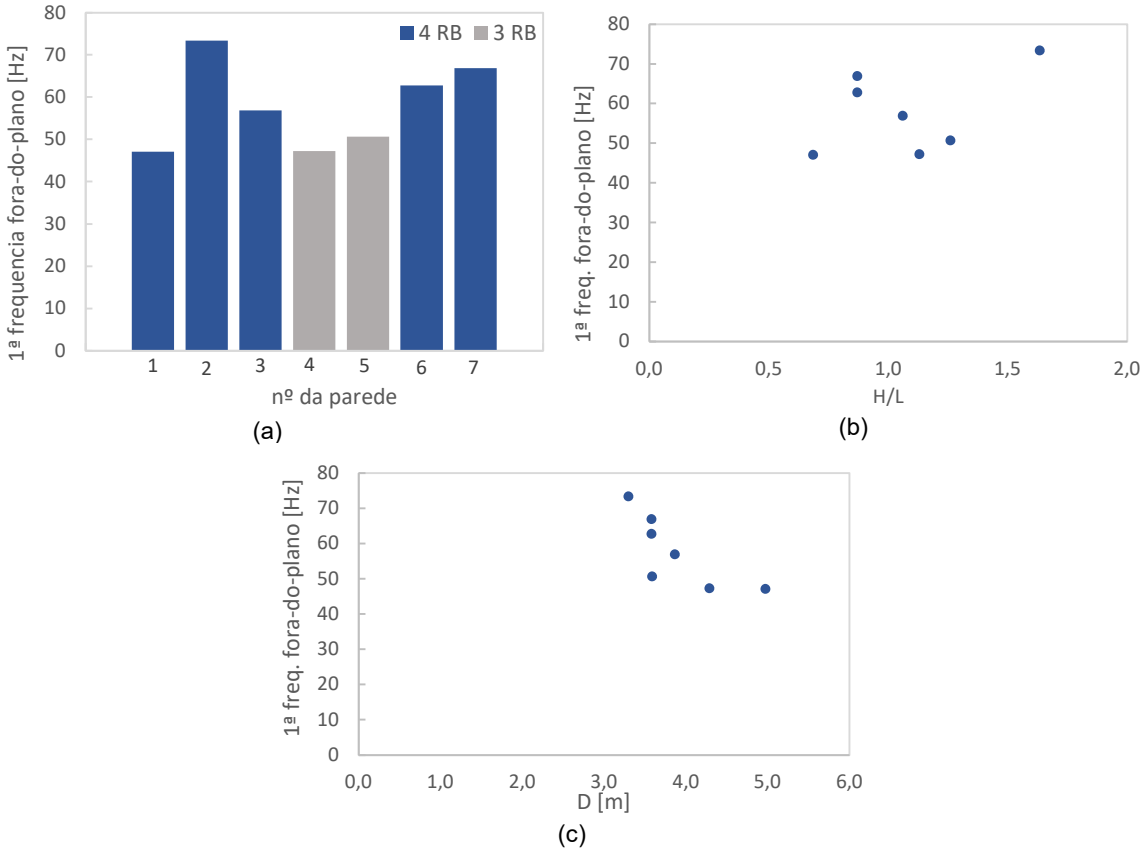


Figura 158 – Resultados dos ensaios de vibração ambiental em vivenda: (a) 1ª frequência para fora-do-plano, (b) relação entre a 1ª frequência e H/L e (c) relação entre a 1ª frequência e D

5.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo descreve-se um estudo experimental realizado no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural – LESE da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e outro realizado *in situ*. O objetivo deste estudo é determinar a primeira frequência e o modo de vibração no-plano (IP) e para fora-do-plano (OOP) de paredes de enchimento, permitindo a calibração de modelos numéricos no seu comportamento para fora-do-plano. Nos testes de vibração ambiental realizados in situ, apenas foi possível registar as frequências OOP. No estudo *in situ*, teve-se em conta duas variáveis, a geometria, as restrições de bordo. Nos ensaios realizados em laboratório, analisou-se a existência de dano prévio no plano. Todas as paredes ensaiadas foram construídas com blocos termoacústicos de betão leve com furação vertical. Nenhuma parede apresentava aberturas.

Primeiro, apresentaram-se os ensaios de vibração desenvolvidos em laboratório, realizados em paredes de enchimento num pórtico de betão armado construído à escala real. O objetivo do estudo era avaliar o impacto da existência de dano no plano da parede no valor da primeira frequência OOP

e IP. Verificou-se que a existência de dano prévio provocou uma redução nas frequências OOP, cerca de 19.3%, enquanto as frequências no-plano não sofreram alterações.

Nos ensaios realizados in situ, fez-se a identificação dinâmica dos vários painéis e analisaram-se os resultados tendo em conta duas variáveis, a geometria e as restrições de bordo. Verificou-se que quanto maior é o valor da diagonal da parede, menor é o valor da primeira frequência para fora-do-plano. Da mesma forma, observou-se que para um valor de diagonal similar, a frequência diminuiu com a redução do número de bordos restringidos (de 4 para 3), cerca de 19.3% a 24.3%.

No futuro deverão ser realizados mais ensaios para completar e reforçar o estudo aqui apresentado. Deverão ser estudadas outras variáveis, tais como: a esbelteza e a existência de aberturas.

6

ESTUDO PARAMÉTRICO - PRESSUPOSTOS DA MODELAÇÃO NUMÉRICA

Neste capítulo apresenta-se a descrição estrutural dos edifícios-tipo considerados no estudo numérico realizado, quantificam-se as ações, caracterizam-se os modelos utilizados na modelação dos elementos de betão armado e calibram-se os edifícios. Recorrendo aos resultados dos ensaios experimentais realizados no plano, calibraram-se os parâmetros utilizados na modelação das paredes de alvenaria. Por fim, abordaram-se as metodologias de análise não-linear do seu comportamento à ação sísmica utilizadas no capítulo 7 (análise *pushover* adaptativa e análise dinâmica), assim como a descrição das ações sísmicas consideradas.

6.1 INTRODUÇÃO

Os edifícios-tipo escolhidos para modelação foram os edifícios PT4, PT6 e PT8. Estes edifícios 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 (REBAP) por forma a auxiliar os projetistas no dimensionamento de edifícios. A análise sísmica foi baseada no RSA considerando forças equivalentes à ação dos sismos aplicadas ao nível dos pisos do edifício (Carvalho and Coelho, 1984).

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. Com este trabalho pretende-se avaliar a vulnerabilidade sísmica de cada edifício-tipo em quatro casos: (i) sem painéis de alvenaria de enchimento (*Bare Frame* - BF); (ii) com painéis de alvenaria de enchimento em todos os pisos (*Full Infill* - FI); (iii) com painéis de alvenaria de enchimento em todos os pisos exceto no piso térreo (*Weak Story* - WS); (iv) e com painéis de alvenaria de enchimento em duas fachadas ortogonais (*Asymmetrical* - ASS).

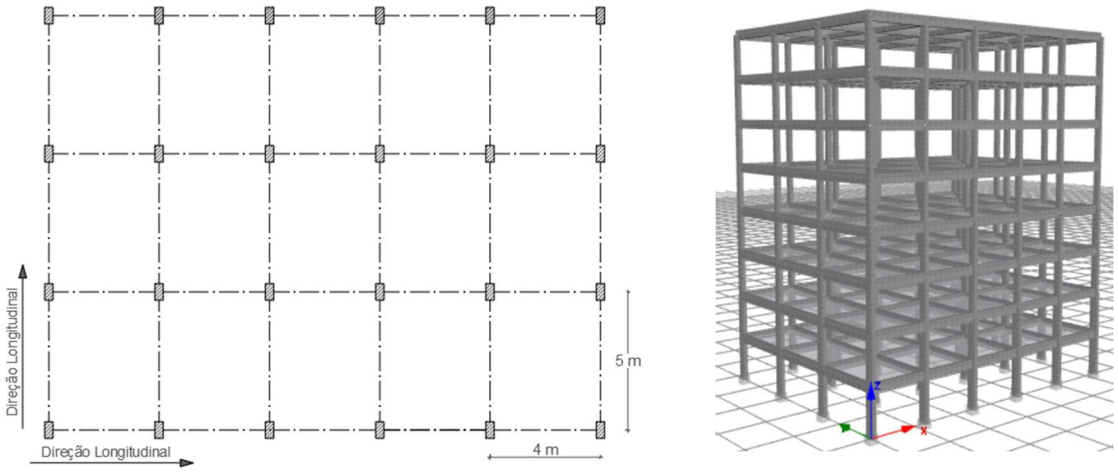
6.2 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DOS EDIFÍCIOS-TIPO

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 (Figura 159 (a)). O edifício PT8 é constituído por 8 pisos com pé direito de 3 m, totalizando 24 m de altura (Figura 159 (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, assim como a pormenorização das armaduras, encontram-se descritas em pormenor no Anexo A3.

No âmbito deste trabalho, foram realizadas análises tridimensionais dos três edifícios (ver Tabela 38), sem paredes de enchimento (BF) e com paredes de enchimento de blocos de betão leve de

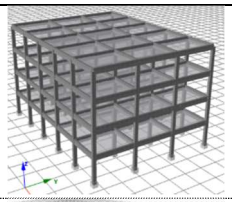
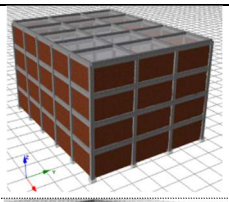
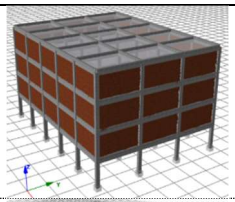
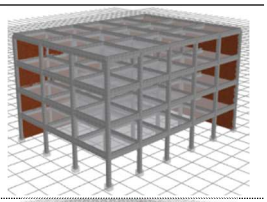
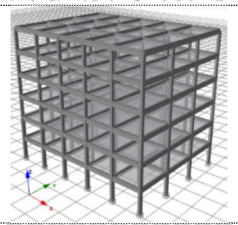
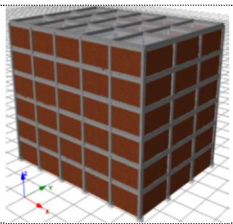
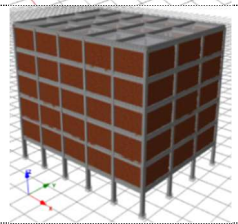
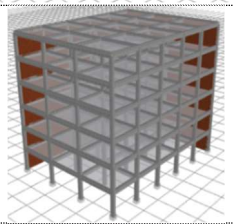
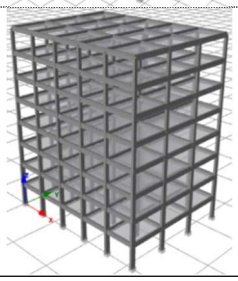
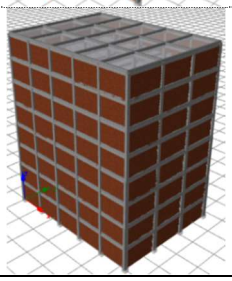
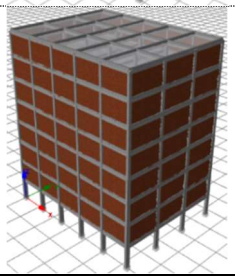
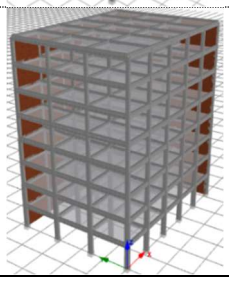
furação vertical com 315 mm de espessura. Como foi dito anteriormente, na análise dos três edifícios com paredes de enchimento, foram consideradas três situações: paredes de enchimento em toda a altura do edifício (FI), rés-de-chão vazado (WS) e painéis de alvenaria em apenas duas fachadas ortogonais (ASS). Na Tabela 38 estão apresentadas as doze tipologias estudadas.



(a) (b)

Figura 159 - Edifício PT8: (a) Geometria em planta e (b) Perspetiva 3D da estrutura

Tabela 38 – Tipologias estudadas dos edifícios TP4, TP6 e TP8

	BF	FI	WS	ASS
PT4				
PT6				
PT8				

6.3 QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES GRAVÍTICAS

Na modelação, as lajes foram consideradas diafragmas rígidos e as cargas permanentes e sobrecarga regulamentar de cada laje de piso foram consideradas como cargas verticais, uniformemente distribuídas nas vigas. O peso próprio dos pilares e das vigas foi determinado automaticamente pelo programa *SeismoStruct*, de acordo com as características dos materiais.

O peso próprio da laje, com 150 mm de espessura, foi calculado considerando um peso específico para o betão armado de 25 kN/m^3. O valor total das ações permanentes, uniformemente distribuídas na laje, soma o peso próprio de 3.75 kN/m^2 ao peso dos revestimentos de 2.5 kN/m^2. A sobrecarga de utilização considerada corresponde à sobrecarga recomendada pelo RSA para os pavimentos de edifícios de habitação, com um valor de 2 kN/m^2 ($\psi_2 = 0.2$).

Segundo a memória descritiva, a combinação de ações utilizada foi a seguinte:

$$P_{sd} = G + \psi_2 Q \tag{6.1}$$

em que:

P_{sd} – Ação de cálculo;

G– Ações permanentes;

Q – Ações variáveis

ψ_2– Coeficiente de combinação referente à ação variável.

6.4 FERRAMENTA DE CÁLCULO

A ferramenta de modelação numérica utilizada neste trabalho 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.

6.5 MODELAÇÃO NUMÉRICA

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 (Ribeiro, Monteiro and Delgado, 2008). Nesta tese 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, como ilustrado na Figura 160.

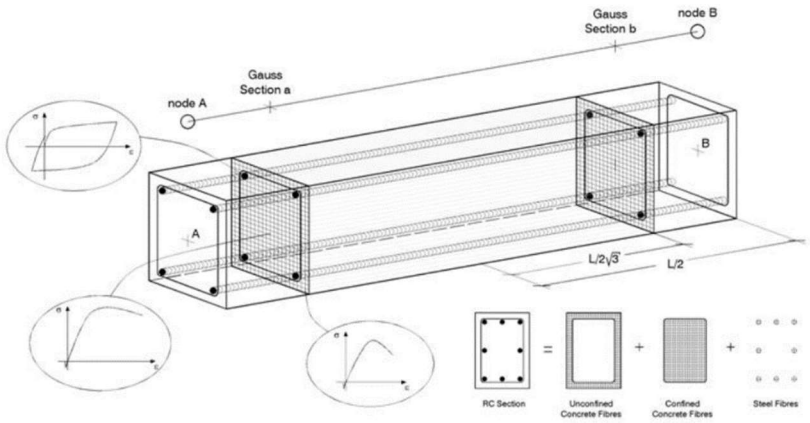


Figura 160 - Discretização da secção transversal de um elemento tipo de betão armado (adaptado de SeismoStruct, 2020)

6.5.1 MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

6.5.1.1 Modelo de comportamento para o betão

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 (Mander, Priestley and Park, 1988), ver Figura 161.

A memória descritiva dos edifícios PT refere que o betão utilizado é de classe B25. Na Tabela 40 apresentam-se as características do betão de acordo com capítulo IV do REBAP.

Tabela 39 - Características do betão

	E_c [Gpa]	f_{ck} [Mpa]	f_{ctm} [Mpa]	ε_{cm} [‰]	γ_c [kN/m²]
B25	29.4	25	2.2	2.5	25

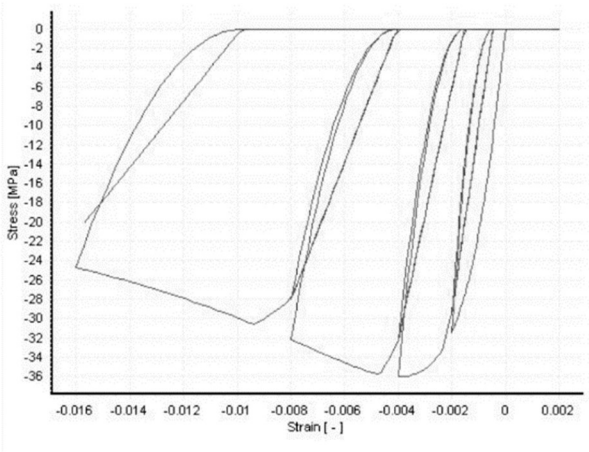


Figura 161 - Modelo de comportamento não linear de Mander (SeismoStruct, 2020)

6.5.1.2 Modelo de comportamento para o aço

Dos três modelos de comportamento para o aço disponíveis no programa *SeismoStruc*, escolheu-se o modelo de aço Menegotto-Pinto que está representado naFigura 162.

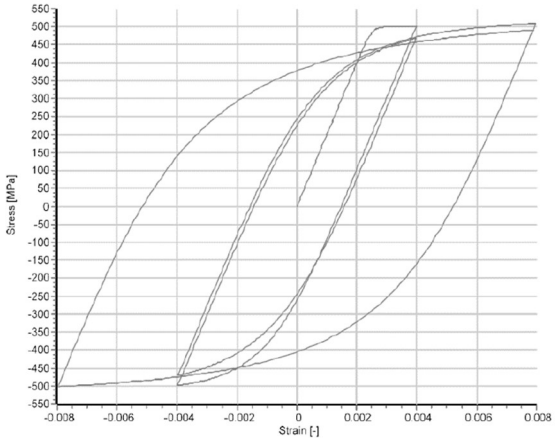


Figura 162 - Modelo de comportamento não linear de aço Menegotto-Pinto (SeismoStruct, 2020)

O aço utilizado nos edifícios PT é da classe A400ER. Na Tabela 40 apresentam-se as características do aço de acordo com capítulo IV do REBAP.

Tabela 40 - Características do aço

Aço	E_s **[Gpa]**	ε_{sy} [‰]	f_{sy} **[Mpa]**	E_{sh} **[Mpa]**	ε_{sm} [‰]
A400ER	210	1.9	400	0.58	100

6.5.2 MODELAÇÃO DAS PAREDES DE ENCHIMENTO

No estudo numérico efetuado no âmbito desta tese, a modelação das paredes de alvenaria foi realizada através do modelo da biela diagonal equivalente desenvolvido por Crisafulli and Carr, (2007). Neste subcapítulo apresenta-se uma descrição do modelo e a forma de cálculo genérica dos parâmetros necessários à modelação de painéis de alvenaria.

No modelo desenvolvido por Crisafulli and Carr, (2007), 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, ver Figura 163. As duas molas são ativadas alternadamente, apenas na diagonal que está em compressão.

De acordo com a Figura 163 (a), o modelo de bielas possui quatro nós internos que representam os pontos de contacto entre o pórtico de BA e o painel de enchimento, dando a informação da largura das vigas e a altura dos pilares e ainda quatro nós fictícios que simulam os pontos de contacto entre o painel de alvenaria e o pórtico de BA. O objetivo da utilização da dupla biela é considerar os momentos e as forças de corte que são introduzidos nos pilares devido à excentricidade com a qual os painéis de enchimento comprimem os elementos estruturais envolventes. Os deslocamentos e as forças originadas nos nós fictícios são transferidos para os nós internos adjacentes (Smyrou *et al.*, 2011).

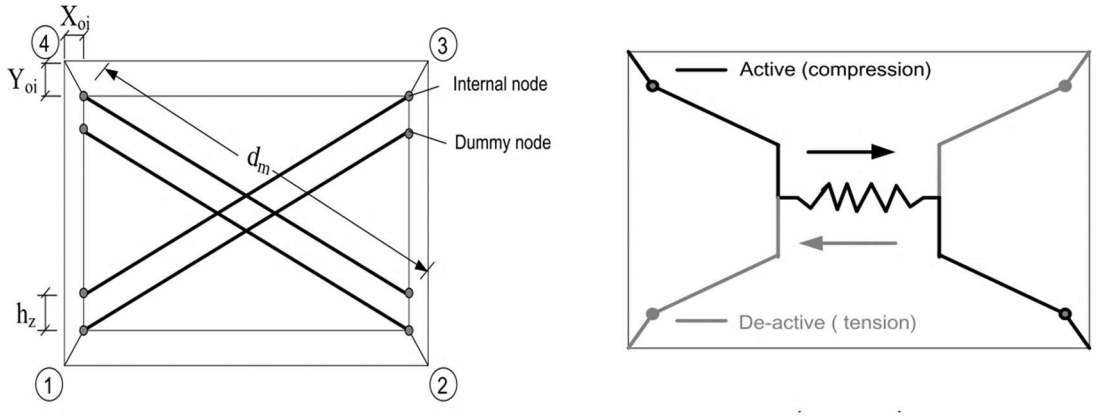


Figura 163 - Modelo para modelação das paredes de alvenaria: (a) modelo de bielas de tração/compressão e (b) modelo da mola de deslizamento (adaptado de Hemchandra, (2017))

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, (2007) que consiste em cinco leis que têm em conta a possibilidade de diferentes modos de tensão (Figura 25 (a)), enquanto que a biela de deslizamento utiliza uma lei de comportamento histerético bilinear (Figura 25 (b)).

A aplicação do modelo implica o cálculo de parâmetros mecânicos, geométricos e empíricos para definir o comportamento das alvenarias. De seguida descreve-se uma lista de parâmetros necessários como dados de entrada no modelo.

6.5.2.1 Parâmetros mecânicos

Os parâmetros mecânicos necessários na modelação de uma parede de alvenaria são: (i) Resistência à compressão, $f_{m\theta}$; (ii) Módulo de Elasticidade, E_m; (iii) Resistência à tração, f_t; Extensão máxima, ε_m; (iv) Extensão última, ε_u; (v) Extensão de fechamento, ε_{cl}; (vi) Tensão de ligação de deslizamento, τ_0; (vii) Coeficiente de atrito entre a argamassa e os tijolos, μ e (viii) Tensão máxima de deslizamento. A definição e calculo/adoção de valores para os parâmetros referidos anteriormente estão descritos na Tabela 41.

6.5.2.2 Parâmetros geométricos

Os parâmetros geométricos a definir são: a distância vertical e horizontal dos nós internos, a espessura do painel de alvenaria, a separação vertical entre as bielas e a área da biela, ver Tabela 42.

6.5.2.3 Parâmetros empíricos

Para além da definição de parâmetros mecânicos e geométricos é também necessário definir nove fatores empíricos associados exclusivamente às regras cíclicas. Crisafulli, (1997) recomenda para estes parâmetros uma série de valores que foram obtidos de resultados experimentais. Esses valores estão apresentados na Tabela 43.

Tabela 41 – Parâmetros mecânicos

Parâmetros mecânicos	**Valor adotado / formula de cálculo**	**Observação**
$f_{m\theta}$ - Resistência à compressão	$f_{m\theta} = f_1 \sin(\theta)^2$ onde f_1 é o valor da tensão principal registada nos ensaios à compressão dos muretes de alvenaria e θ é o ângulo da biela com a horizontal	Parâmetro que controla a resistência do suporte e tem de se distinguir da força de compressão padrão da alvenaria, tendo em conta a inclinação das tensões principais de compressão assim como o modo de rotura expectável da alvenaria
E_m - Módulo de Elasticidade	$E_m = 1000 f_{m\theta}$	Este parâmetro representa o declive inicial da curva tensão-extensão e o seu valor tem grandes variações, podendo tomar valores entre $400 f_{m\theta}$ e $1000 f_{m\theta}$
f_t - Resistência à tração	Aferido através de ensaios experimentais	
ε_m - Extensão máxima	0.0012 valor sugerido por Smyrou	Representa a deformação imposta pela força máxima e influência a rigidez secante do ramo ascendente da curva tensão-deformação
ε_u – Extensão última	0.0024 valor sugerido por Smyrou	Este parâmetro serve para controlar o ramo descendente da curva tensão-deformação
ε_{cl} – Extensão de fechamento	$0 \leq \varepsilon_{cl} \leq 0.003$ valores sugeridos por Smyrou	Define a extensão depois das fraturas fecharem parcialmente permitindo o desenvolvimento de tensões de compressão
τ_0 – Tensão de ligação de deslizamento	Aferido através de ensaios experimentais de deslizamento	Entre o tijolo e a argamassa
μ – Coeficiente de fricção	$0.1 \leq \mu \leq 1.2$ valores sugeridos por Smyrou	Entre o tijolo e a argamassa
τ_{max} - Tensão máxima de deslizamento	$\tau_{max} = \tau_0 + \mu * \lvert f_1 \rvert$	A tensão de deslizamento resulta da combinação de dois mecanismos: a tensão de ligação e a resistência do atrito a argamassa e os tijolos

Tabela 42 - Parâmetros geométricos

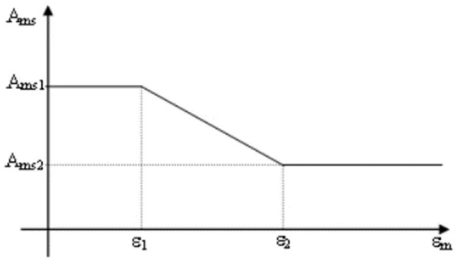
Parâmetros geométricos	Valor adotado / formula de cálculo	Observação
X_{0i} e Y_{0i}	Ver Figura 163 (a)	
h_Z – Separação vertical entre as bielas	$h_Z = \frac{\pi}{2\lambda}$ onde $\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_c h_w}}$	Ver equação (5.2) para identificar os parâmetros indicados nas equações
t_w – Espessura da parede		Valor da espessura das paredes considerando o reboco
A_{m1} – Área da biela	$A_{m1} = w\ t_w$ onde w é a largura da biela $0.10 < w/d < 0.25$ d é o comprimento da diagonal valores sugeridos por Stafford Smith and Carter, (1969)	
A_{m2} – Área da biela reduzida	o comprimento de contacto entre os elementos de betão armado e a alvenaria diminui com o aumento dos deslocamentos laterais afetando assim área equivalente das bielas. O valor da área varia linearmente em função da deformação axial (ver figura à direita)	Painéis de alvenaria pequenos $\begin{cases}\varepsilon_1 = 0.0003\\ \varepsilon_2 = 0.0006\end{cases}$ Painéis de alvenaria grandes $\begin{cases}\varepsilon_1 = 0.0005\\ \varepsilon_2 = 0.0009\end{cases}$ valores sugeridos por Smyrou

Tabela 43 - Parâmetros empíricos

Parâmetros empíricos	Valores sugeridos por Crisafulli	Valores limites	Parâmetros empíricos	Valores sugeridos por Crisafulli	Valores limites
γ_{un}	$1.5 - 2.5$	≥ 1	γ_{plu}	$0.5 - 0.7$	$0.0 - 1.0$
α_{re}	$0.2 - 0.4$	≥ 0	γ_{plr}	$1.1 - 1.5$	≥ 1
α_{ch}	$0.3 - 0.6$	$0.1 - 0.7$	e_{x1}	$1.5 - 2.0$	≥ 0
β_a	$1.5 - 2.0$	≥ 0	e_{x2}	$1.0 - 1.5$	≥ 0
β_{ch}	$0.6 - 0.7$	$0.5 - 0.9$			

6.6 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, como se pode ver na Tabela 44.

Relativamente ao valor da frequência fundamental do edifício PT4, o valor obtido no modelo numérico é ligeiramente diferente do valor obtido no estudo do LNEC (Tabela 44). Esta diferença deve-se à influência da geometria adotada para os pilares nos dois últimos pisos, pois no modelo numérico adotou-se uma secção 0.30 × 0.4 m e no estudo do LNEC secções de 0.3 × 0.3 m, uma vez que, os edifícios PT4 e os edifícios PT6 foram gerados a partir do edifício PT8, retirando, respetivamente, os quatro primeiros pisos e os dois primeiros pisos.

Tabela 44 – Frequências fundamentais

	Frequências Fundamentais [hz]	
	Modelo Numérico	**Estudo LNEC**
PT8	0,87	0,89
PT4	1,54	1,45

6.7 CALIBRAÇÃO DOS PARÂMETROS NA MODELAÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA

Neste subcapítulo apresenta-se a calibração do modelo numérico da alvenaria de blocos de betão leve termoacústicos da empresa ARTEBEL. Para o efeito, reproduziu-se numericamente o ensaio experimental no plano, realizado à escala real no LESE, do pórtico de BA preenchido com a mesma alvenaria (ver Figura 164). No subcapítulo 4.2 desta tese encontra-se a caracterização geométrica do pórtico de betão armado e a disposição das armaduras e no subcapítulo seguinte (4.3) estão descritas as características mecânicas do betão e do aço que constituem o pórtico. Todos os pormenores do ensaio podem ser consultados, em pormenor, no subcapítulo 4.5 desta tese.

A modulação numérica foi realizada no programa *SeismoStruct*, permitindo a definição dos parâmetros de base do modelo e, ao mesmo tempo, uma análise comparativa entre os dois modelos (numérico *vs* experimental) em termos de força – deslocamento e energia dissipada.

Por último, efetuou-se uma análise crítica, comparando alguns parâmetros assumidos no programa *SeismoStruc*t e os valores obtidos nos ensaios experimentais dos muretes.

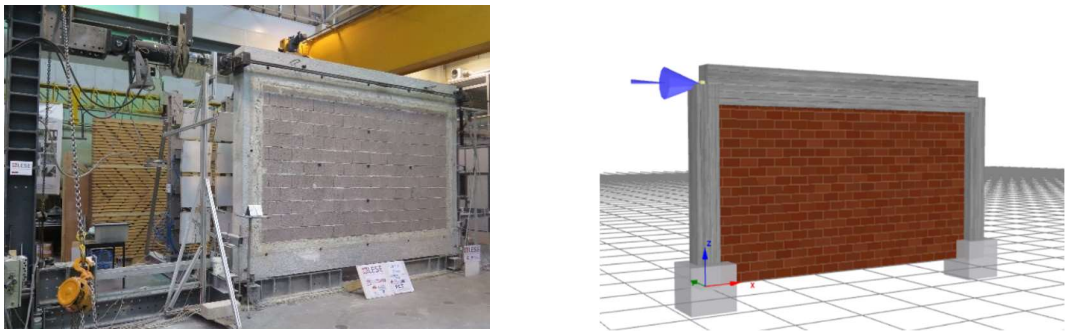


Figura 164 – Ensaio experimental vs modelo numérico

No programa *SiesmoStruct* foi definida a geometria do pórtico de betão armado, assim como as armaduras. Na modelação do pórtico, considerou-se que a ligação dos pilares na base ao exterior como encastramentos perfeitos.

6.7.1 CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

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. 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 (E_m), a resistência à compressão ($f_{m\theta}$), a extensão máxima (ε_m), a extensão última (ε_u), a tensão de deslizamento (τ_0), o coeficiente de atrito (μ) e a redução da área da biela equivalente (A_{m2}). No cálculo da resistência à compressão das bielas equivalentes ($f_{m\theta}$). Na Tabela 45 apresentam-se as propriedades mecânicas do betão, e na Tabela 46, Tabela 47 e Tabela 48 apresentam-se, respetivamente, os parâmetros mecânicos, geométricos e empíricos adotados na calibração das paredes de enchimento.

Tabela 45 - Características do Betão

f_c [MPa]	f_t [MPa]	E_c [GPa]	ε_c	γ [kN/m^3]
27.53	2.2	30	0.002	24

Tabela 46 – Parâmetros mecânicos da parede de enchimento

$f_{m\theta}$ [MPa]	E_m [GPa]	f_t [MPa]	ε_m	ε_u	ε_{cl}	τ_0 [MPa]	μ	τ_{max} [MPa]	γ $[kN/m^3]$
472.4	2.715	0.1	0.003	0.005	0.0003	32	0.3	230	12.6

Tabela 47 – Parâmetros geométricos da parede de enchimento

X_{0i} [%]	Y_{0i} [%]	h_z [%]	t_w [m]	A_{m1} [m²]	A_{m2} [%]	OOP *Drift* [%]
3.57	10.87	44.4	0.315	0.377	40	5

Tabela 48 – Parâmetros empíricos da parede de enchimento

γ_{un}	α_{re}	α_{ch}	β_a	β_{ch}	γ_{plu}	γ_{plr}	e_{x1}	e_{x2}	α_s
1.0	1.7	0.1	1.0	0.9	1.0	1.1	2.0	1.0	1.5

6.7.2 Comparação dos resultados numéricos com os resultados experimentais

A comparação dos resultados obtidos no ensaio experimental e dos resultados numéricos foi realizada com base na resposta histerética força-deslocamento (Figura 166) e energia dissipada acumulada (Figura 167). Na Figura 165 apresenta-se a evolução da força horizontal ao longo do tempo (experimental *vs* analítico). No geral, comparando a resposta do modelo analítico com os valores experimentais obtidos durante o ensaio do pórtico no plano, constata-se que se alcançou uma aproximação razoavelmente boa. Verifica-se que o modelo não é capaz de captar a assimetria da resposta experimental, e o modelo experimental tem uma maior capacidade de dissipação de energia, quando comparado com o modelo numérico.

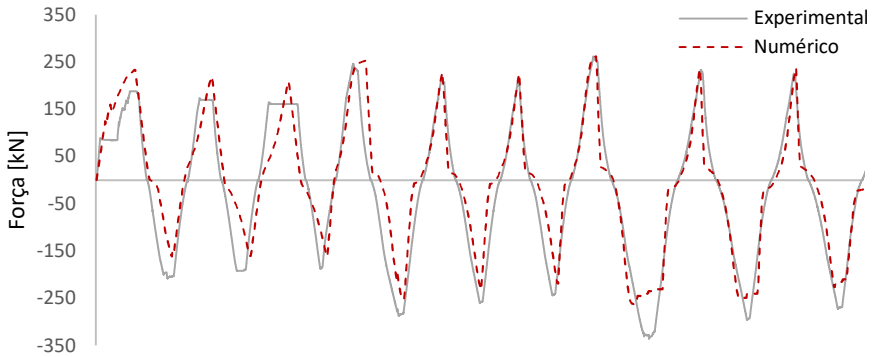


Figura 165 – Evolução da força horizontal no tempo

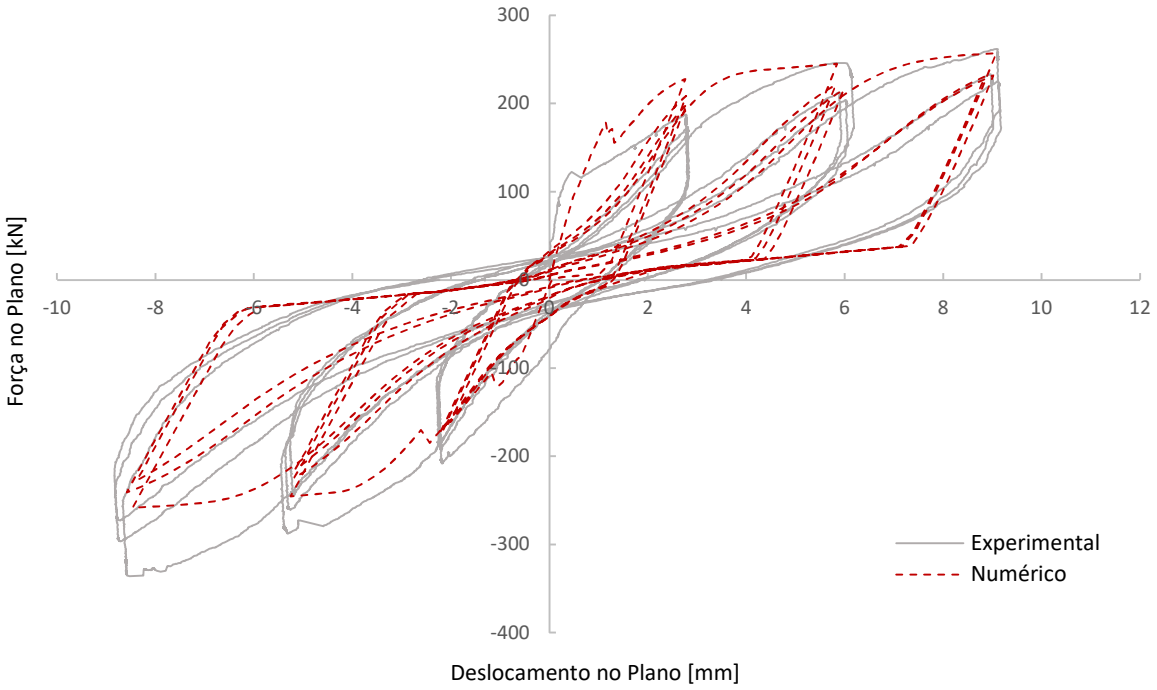


Figura 166 – Curva histerética experimental e do modelo numérico

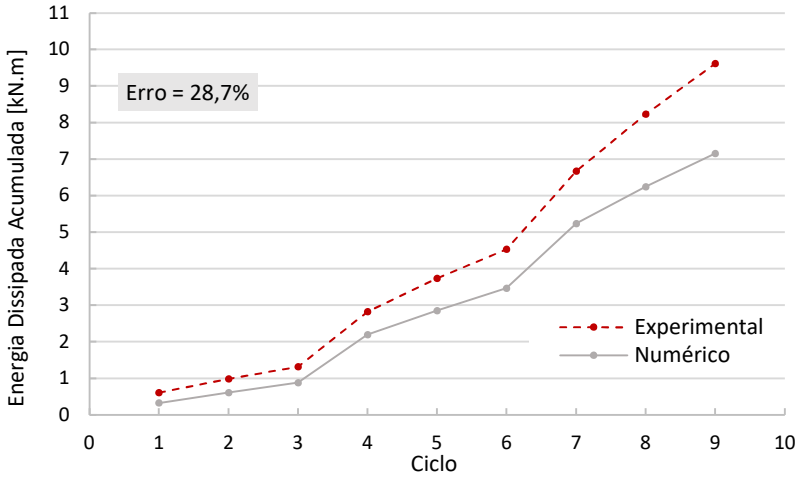


Figura 167 – Energia dissipada acumulada modelo no ensaio experimental e no modelo numérico

6.8 METODOLOGIAS DE ANÁLISE

Os efeitos da ação sísmica sobre uma determinada estrutura podem ser determinados através de análises elásticas lineares ou análises não lineares. O primeiro tipo de análise não considera o

comportamento não linear geométrico e dos materiais. Enquanto a análise não linear tem em conta o comportamento pós-elástico dos elementos constituintes da estrutura através de modelos de plasticidade distribuída ou modelos de plasticidade concentrada (rótulas plásticas). Assim, a análise não-linear permite ter em consideração a redistribuição de esforços que se verifica na estrutura quando o limite elástico é atingido numa ou mais secções (Caraslindas, 2010).

Neste contexto, no âmbito desta tese, foram efetuadas análises não-lineares *Pushover* e análise dinâmicas não-lineares no tempo. A análise dinâmica não-linear geralmente fornece modelos mais realistas da resposta da estrutura a grandes sismos, dando-nos uma avaliação mais fiável da ação sísmica do que a análise *Pushover* (Deierlein, Reinhorn and Willford, 2010). Os métodos de análise não-linear estáticos são mais aplicados a estruturas regulares, o que não é verificado em todos os modelos pela introdução das paredes de alvenaria de enchimento. Efetivamente, as análises dinâmicas são consideradas as melhores, mas apresentam a desvantagem de serem complexas e demoradas, tornando-se pouco atraentes no dimensionamento de estruturas.

Uma análise estática não linear é aplicável em estruturas regulares não muito altas (menos que 5 andares), onde a resposta é dominada pelo modo de vibração fundamental. É menos adequada para estruturas mais altas, esbeltas e irregulares, onde os múltiplos modos de vibração afetam o comportamento. Mesmo em casos em que análise estática não linear não é apropriada para uma avaliação completa da performance da estrutura, pode ser usada como ferramenta de dimensionamento para investigar aspetos na análise do modelo e na não linearidade da resposta que é difícil usando a análise dinâmica não-linear (Deierlein, Reinhorn and Willford, 2010).

6.8.1 ANÁLISE NÃO LINEAR – *PUSHOVER*

O método de análise estática não linear - *pushover*, tem vindo a ganhar protagonismo ao longo dos últimos anos como ferramenta de estudo e de verificação no dimensionamento, na medida em que pode fornecer parâmetros do seu desempenho, esforços e ductilidade, que não são possíveis de obter com uma análise elástica corrente, sem contudo exigir o esforço de uma análise dinâmica não linear (Ribeiro, Monteiro and Delgado, 2008). A análise *pushover* permite caracterizar a capacidade de resistência e de deformação das estruturas, assim como a evolução da cedência e a capacidade não linear dos seus elementos (Amorim *et al.*, 2012).

No *pushover* convencional, a estrutura é submetida a cargas gravíticas constantes e a cargas monotónicas horizontais, que são incrementadas a cada etapa de cálculo. As cargas laterais são

aplicadas ao nível de cada andar até atingir o deslocamento alvo, que em edifícios é medido no centro de massa do último piso.

Segundo o EC8-1, na análise *pushover*, devem ser utilizadas pelo menos duas distribuições de carga, uma distribuição uniforme e outra de distribuição modal. A primeira é baseada em forças laterais proporcionais à massa independentemente da altura, que corresponde, na generalidade das situações, a uma aceleração de resposta uniforme e que pretende simular as forças de inércia num potencial mecanismo de *soft-story*. A segunda é uma distribuição modal de carga, que pretende simular as das forças de inércia referentes ao primeiro modo de vibração na direção horizontal em estudo, calculada em regime elástico.

O procedimento convencional do *pushover* apresenta algumas limitações, principalmente relacionadas com a sua incapacidade de contar com a degradação da rigidez e variação das características dinâmicas da estrutura ao longo da análise (Ribeiro, Monteiro and Delgado, 2008). Assim, surge a análise *pushover* adaptativa, que vem colmatar as referidas limitações. Em cada passo da análise, o perfil de carga é atualizado em função dos perfis dos modos de vibração, ponderados de acordo com a correspondente participação modal. O reajuste do carregamento permite considerar as alterações de rigidez dos elementos da estrutura (Ribeiro, 2008).

No âmbito deste trabalho, realizaram-se análises *pushover* adaptativas com a variante de carregamento em deslocamentos (*Displacement-based Adaptative Pushover*).

6.8.1.1 Descrição da ação sísmica

Para o estudo dos edifícios, foi considerada a ação sísmica prescrita no EC 8-1 para Portugal continental. Assim para o sismo do Tipo 1 e Tipo 2, foram definidos os espectros de resposta elásticos teóricos de aceleração (S_e) de acordo com a cláusula 3.2.2.2 (1) do EC 8-1, assim como o espectro de resposta elástico teórico de deslocamentos (S_{De}) correspondente, utilizando a expressão (3.7) da cláusula 3.2.2.2 (5) do EC 8-1. Apenas foram consideradas as componentes horizontais dos sismos do Tipo 1 e do Tipo 2, uma vez que, de acordo com o a cláusula 4.3.3.5.2 do EC 8-1, não é necessário considerar as suas componentes verticais.

Os edifícios em análise pertencem à zona de Lisboa, são considerados de utilização corrente e classificados como Classe de Importância II, segundo o Quadro NA.II do EC 8. No estudo realizado pelo LNEC, foi admitido que os edifícios eram fundados em terreno médio que, de acordo com o EC 8-1, se fez corresponder a um terreno do tipo B.

Ao analisar os períodos (T) correspondente à frequência fundamental dos doze edifícios estudados, verificou-se que o período mais baixo foi obtido para o PT4_FI com o valor de 0.26 (s). De acordo

com este facto e tendo em conta os espectros de resposta elásticos de acelerações calculados, verifica-se que o sismo mais condicionante é o sismo do Tipo 1.

No programa *SeismoStruct* e de acordo a metodologias do EC8-3, na definição da ação sísmica considerada na análise *pushover* consideraram-se os valores que estão especificados para os períodos de retorno de 50 anos para os diferentes Estados Limite a considerar em Portugal. Os Estados Limites definidos pelo EC8-3 estão descritos com maior pormenor no subcapítulo 7.2 e são os seguintes: estado de limitação de danos (DL); estado de dano significativo (SD) e estado de colapso eminente (NC).

Considerando um coeficiente de amortecimento de 5%, a definição dos acelerogramas para cada um dos estados limites, foi obtido a partir do acelerograma definido pelo EC8-1. Assim, o acelerograma correspondente ao estado limite DL, foi obtido aplicando um fator de redução de 0.29, para SD multiplicou-se por 0.75 e para NC por 1.62. Na Figura 168 apresenta-se o espectro elástico de resposta para os três estados limite.

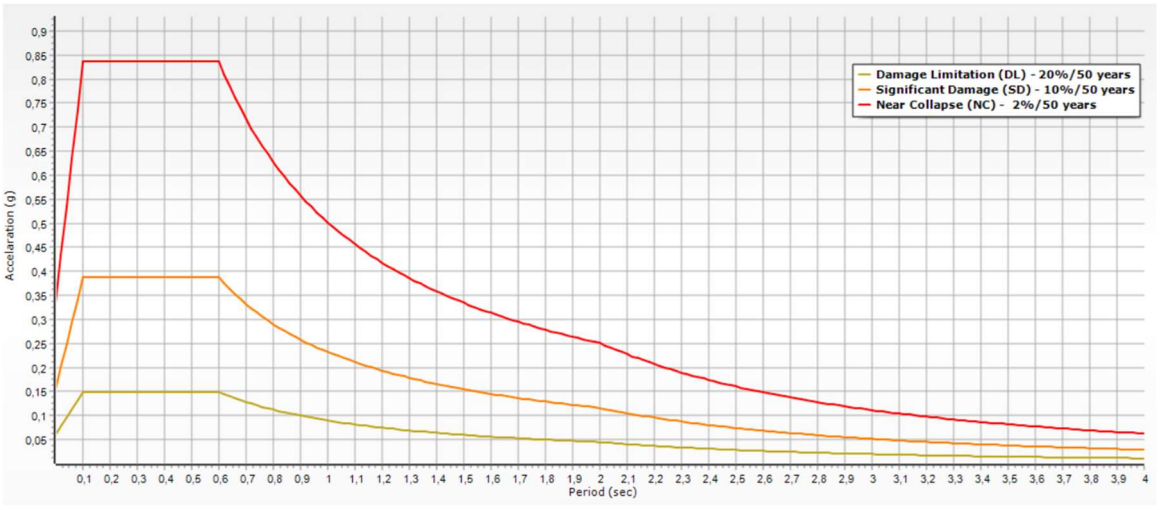


Figura 168 – Espectro de resposta de acelerações (S_{De}) de cálculo para o sismo horizontal do Tipo 1, referentes os três estados limites, adotado de SeismoStruct, (2020)

6.8.2 Análise dinâmica não linear

A análise dinâmica não-linear é reconhecidamente a técnica de análise sísmica mais precisa na avaliação de estruturas, uma vez que é a análise que melhor consegue captar o comportamento real das estruturas. No entanto, e como já foi referido anteriormente, estas análises apresentam a desvantagem de serem bastante complexas, necessitando de ferramentas computacionais melhores e de tempos de análise superiores (Amorim *et al.*, 2012). A complexidade começa com a dificuldade

na seleção de registos sísmicos apropriados à análise em causa. Normalmente os acelerogramas reais são a escolha preferencial relativamente aos acelerogramas artificiais, mas requerem frequentemente um escalonamento, com todas as preocupações associadas a esta operação. Além disso, uma seleção adequada de dados sísmicos requer algum nível de especialização, o que não é tão comum no campo profissional (Penna *et al.*, 2013).

No âmbito do presente trabalho, através do programa *SeismoStruct*, foram efetuadas análises dinâmicas do tipo *Time-history Analysis,* em que a análise dinâmica depende da introdução de acelerogramas e da definição do intervalo de tempo da análise. Os eventos sísmicos foram aplicados na base dos pilares nas direções ortogonais, x e y.

Assim, nas análises dinâmicas realizadas, foram considerados doze conjuntos de dez acelerogramas para caracterizar a ação sísmica para os doze edifícios estudados. Os acelerogramas foram escolhidos a partir de uma base de dados com mais de 3000 acelerogramas registados na área do mediterrâneo. A seleção dos acelerogramas teve em conta as regras do EC8 e alguns pressupostos enumerados em seguida:

- o espectro obtido pelo EC8 foi comparado com a média geométrica das duas componentes horizontais de cada evento;
- a média dos valores, para período nulo, da aceleração espectral (para cada acelerograma) são superiores ao do espectro do EC8 para a região em questão;
- ao longo do intervalo $0.2T_m$ e $2T_m$, onde T_m é a média dos períodos fundamentais em cada direção horizontal, todos os espectros selecionados apresentam acelerações espectrais correspondente a 5% de amortecimento superiores a 90% das acelerações do espectro de código;
- para minimizar o risco de descaracterização dos acelerogramas, todos os espectros selecionados apresentam fatores de escala inferiores a 3, relativamente aos valores registados durante o evento sísmico;
- os gráficos incluem ainda um limite 30% superior do espectro de código apenas como referência. Este limite não é imposto no EC8.

Na Figura 169 estão representados os espectros dos dez acelerogramas utilizados nas verificações de segurança do edifício $PT4_{BF}$. Os restantes onze conjuntos utilizados nas verificações de segurança dos restantes onze edifícios, encontram-se no Anexo A4 desta tese.

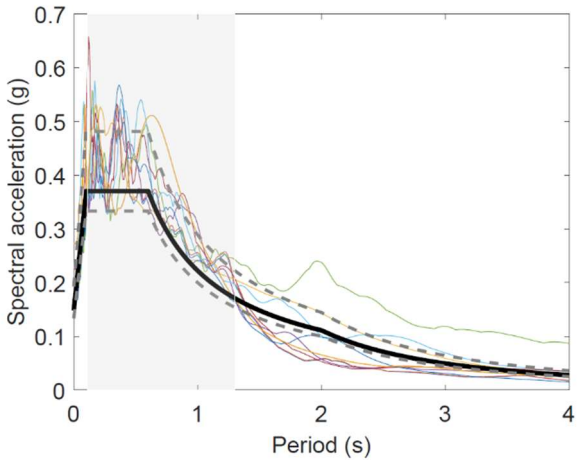


Figura 169 – Espectro de resposta de acelerações (S_{De}) de cálculo para o sismo horizontal do Tipo 1, para o edifício PT4BF.

7

ESTUDO PARAMÉTRICO - ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo, procura-se avaliar a influência das alvenarias de enchimento no comportamento sísmico de edifícios porticado de betão armado, através de um estudo numérico que envolve os edifícios caracterizados no capítulo 6 desta tese. Para o efeito, foram realizados dois tipos de análise: análises *pushover* e análises dinâmicas. É também um objetivo desta tese, perceber se e até que ponto a análise *pushover* é suficiente para avaliar a capacidade de estruturas de betão armado, com e sem alvenarias de enchimento, quando sujeitas à ação sísmica, uma vez que as análises dinâmicas são análises tipicamente trabalhosas e demoradas.

7.1 PARÂMETROS AVALIADOS

A partir da análise modal realizada em cada edifício, determinaram-se as frequências correspondentes aos três primeiros modos de vibração, assim como as respetivas 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* e nas análises dinâmicas, realizadas no âmbito desta tese.

Na análise *pushover* adaptativa, avaliaram-se os seguintes parâmetros:

- Curvas de capacidade, que relacionam a força de corte na base e o deslocamento de topo na estrutura. A partir destas curvas foram retirados os valores de corte basal máximo, $F_{máx}$, deslocamento de cedência, d_y^* e os valores de rigidez inicial das diversas estruturas analisadas;
- Deformada determinada para o E. L de Danos Significativos. Desenharam-se os perfis de deslocamento máximos verificados em cada piso;
- Deslocamento relativo entre pisos ou *drift* para o E. L de Danos Significativos;
- Pontos de desempenho global dos edifícios: Determinaram-se os pontos correspondentes ao E.L de Limitação de Danos (DL), E. L. de Danos Severos (SD) e E. L. de Colapso iminente (NC) para cada edifício. Cada ponto foi definido pela "interseção" da curva de capacidade e os três espectros de resposta elásticos correspondentes aos três estados limite (três períodos de retorno distintos);
- Verificação da resistência de todos os elementos estruturais relativamente a mecanismos de corte e de flexão para níveis de ação sísmica compatíveis com os Estados Limite DL, SD e NC. Assim, determinaram-se os pontos (corte basal – deslocamento no topo) correspondentes: ao mecanismo de flexão, cedência (*Yield*) e rotação última da corda (*Bending*); e ao mecanismo de corte (*Shear*);
- Análise de todos os pontos referidos nos dois pontos anteriores, sobrepondo-os sobre a curva de capacidade dos respetivos edifícios, permitindo avaliar a segurança das estruturas à ação sísmica;
- Avaliação da evolução de dano nos edifícios PT.

Na análise dinâmica não linear, para cada tipologia de edifício estudado, avaliaram-se os seguintes parâmetros:

- Perfis de *drift* máximos: determinou-se o perfil de *drift* máximo correspondente à média dos dez sismos. Compararam-se estes perfis de *drift* com os perfis obtidos na análise *pushover* adaptativa determinados para o E. L. de Danos Significativos;
- Pontos $F_{máx}$ e pontos $d_{máx}$: Para cada análise dinâmica efetuada, determinaram-se os pontos correspondente à força basal máxima, $F_{máx}$, e o respetivo deslocamento e os pontos correspondentes ao deslocamento máximo, $d_{máx}$, e a respetiva força basal. Estes pontos foram desenhados sobre a curva *pushover* do respetivo edifício em estudo e analisou-se a posição destes relativamente à curva de capacidade;
- Pontos $F_{máx}$ - $d_{máx}$: foi calculado o ponto correspondente à força basal máxima e ao deslocamento máximo atingido pelo edifício, $F_{máx}$ - $d_{máx}$. Este ponto corresponde ao valor médio obtido nas dez análises dinâmicas realizadas. Comparou-se o ponto $F_{máx}$ - $d_{máx}$ com o ponto correspondente ao E. L. de Danos Significativos obtido na análise *pushover*;
- Evolução do dano: registaram-se imagens do dano sofrido pela estrutura em vários momentos ao longo das análises dinâmicas, mais precisamente, quando ocorrem os primeiros problemas de corte, cedência e rotação máxima da corda. Registou-se também o dano final e comparou-se com as imagens de dano correspondentes ao momento em que a estrutura atinge o deslocamento objetivo para o E. L. de Danos Significativos, obtidas na análise *pushover*.

7.2 MÉTODOS DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO SÍSMICO

A avaliação da segurança sísmica de edifícios tem como quadro de referência o Eurocódigo 8 – Parte 3 (NP EN 1998-3 (2017)), que apresenta procedimentos de avaliação de aplicação geral (Sousa, Costa and Costa, 2019). Devido ao facto do método de avaliação sísmica de referência preconizado no Eurocódigo 8 – Parte 3, ser de aplicação complexa e não se justificar para a maioria dos edifícios regulares de pequeno e médio porte, o LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil), desenvolveu um documento técnico com procedimentos alternativos simplificados, que permitem avaliar a segurança de edifícios de betão armado de forma rápida e segura (Sousa, Costa and Costa, 2019). Esse documento define assim quatro métodos de avaliação estrutural, Método I a IV, que apresentam níveis crescentes de precisão e complexidade.

Os Métodos I e II, são métodos expeditos que permitem avaliar a resistência sísmica de edifícios de BA sem recurso a modelos numéricos. Os procedimentos e parâmetros definidos resultam numa avaliação com resultados mais conservativos em relação aos obtidos com o método de referência preconizado pelo EC8 - Parte3. O Método III, corresponde à metodologia estabelecida pelo EC8 –

Parte 3 (NP EN 1998-3, 2017), e o Método IV corresponde a uma análise probabilística de risco sísmico, recomendado apenas para estruturas da classe de importância mais alta III ou IV, onde a integridade estrutural é importante num cenário de catástrofe sísmica, como por exemplo escolas, hospitais, quarteis de bombeiros, entre outras.

A escolha do método de avaliação a aplicar num edifício, depende de vários parâmetros, tais como a classe de importância do edifício, as condições geotécnicas locais, o número de pisos, a regularidade em planta e em altura e a interação com edifícios adjacentes. Na Figura 170 está apresentado o procedimento proposto pelo LNEC para a avaliação de edifícios existentes.

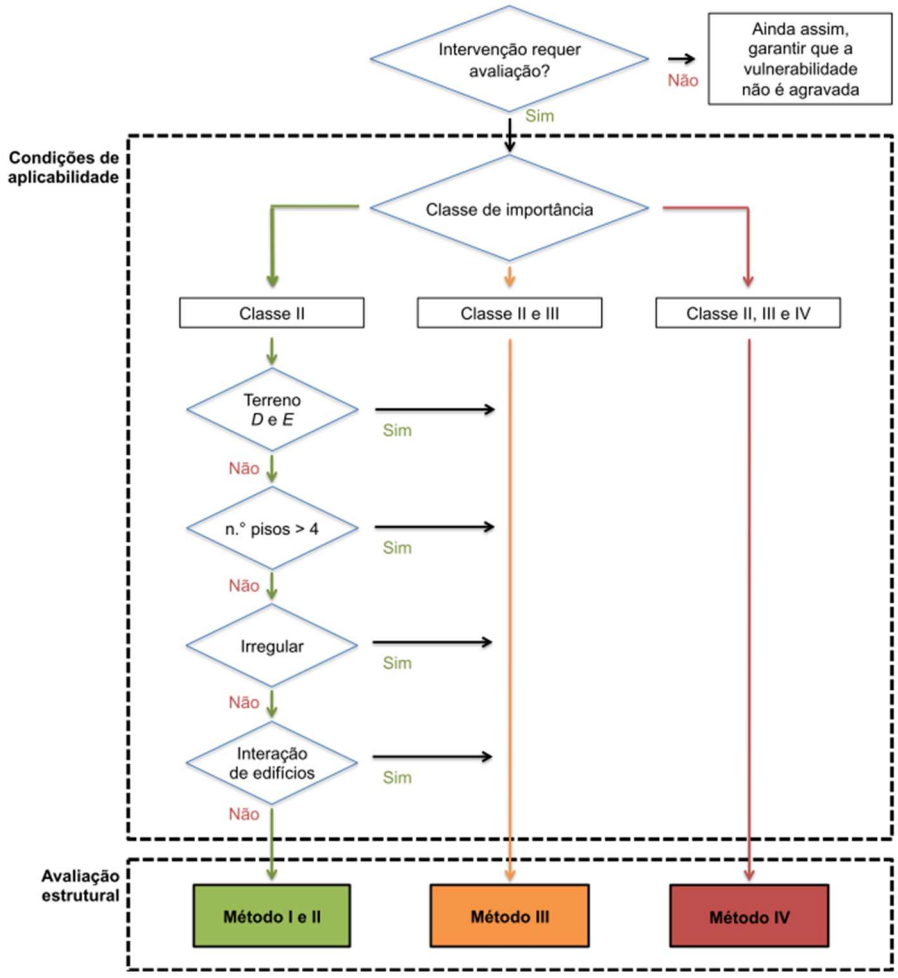


Figura 170 – Procedimento proposto para avaliação de edifícios existentes (Sousa, Costa and Costa; 2019)

Neste trabalho, como se pretendeu fazer um estudo paramétrico, optou-se por utilizar o método de avaliação estrutural preconizado pelo Eurocódigo 3 – Parte 3 (Método III), satisfazendo todas as condições de aplicabilidade do método para todos os edifícios estudados. Como já foi dito anteriormente, todos os edifícios apresentam a mesma planta estrutural, contudo vão variando em

altura (4, 6 e 8 pisos). Para cada edifício tipo fez-se variar a distribuição das paredes de enchimento, criando dois edifícios regulares em planta e em altura, PT_{BF} e PT_{FI} (edifícios sem e com paredes de enchimento, respetivamente), edifícios irregulares em altura como o edifício de rés-de-chão vazado (PT_{WS}) e edifícios irregulares em planta, com distribuição de paredes apenas em duas paredes exteriores dispostas perpendicularmente (PT_{ASS}). Os edifícios são de classe II de importância, o terreno é do tipo B e não foi considerada qualquer interação com edifícios adjacentes.

No Método III, para caracterizar o comportamento estrutural face às ações sísmicas é necessário realizar uma modelação numérica do edifício. Para isso é essencial conhecer a geometria do edifício, a geometria dos elementos estruturais, as propriedades dos materiais constituintes e a disposição de armaduras. Para realizar uma análise não linear (modelo preferencial) do comportamento de uma estrutura ao sismo, o modelo numérico deve considerar a não linearidade do comportamento dos materiais de todos os elementos que formam a estrutura, assim como permitir caracterizar os modelos de comportamento do betão e das armaduras para carregamentos cíclicos. A análise não linear da estrutura permite determinar os efeitos da ação sísmica definindo para cada edifício e de acordo com a perigosidade sísmica, os pontos de desempenho correspondentes. É possível, também, determinar a capacidade dos elementos estruturais para mecanismos de corte e de flexão, identificando os instantes em que ocorre a primeira fissura. Os parâmetros avaliados na análise dos edifícios são a rotação da corda e a resistência ao corte de todos os elementos estruturais. Considera-se que o edifício 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 (Flexão e Corte) em cada elemento estrutural.

7.3 OBJETIVOS DE DESEMPENHO

Os requisitos fundamentais de desempenho de uma estrutura estão relacionados com o nível de danos requerido para essa estrutura, quando sujeita à ação de um sismo. O Eurocódigo 8 – Parte 3 apresenta três requisitos fundamentais de desempenho associados aos seguintes estados limites (Silva, 2015):

- Estado limite de limitação de danos (DL – *Damage Limitation*) – A estrutura encontra-se ligeiramente danificada, mantendo as suas características de resistência e rigidez. Os elementos não estruturais poderão apresentar fendilhação e não se observam deslocamentos laterais permanentes. A estrutura não necessita de reparação. Segundo o anexo nacional, este estado limite está associado a uma ação sísmica cujo período de retorno é de 73 anos e com uma probabilidade de excedência de 50% em 50 anos.

- Estado limite de danos severos (SD – *Significant Damage*) – A estrutura exibe danos significativos, com alguma resistência e rigidez laterais residuais, suportando ainda cargas verticais. Os elementos não estruturais encontram-se danificados, não se verificando, no entanto, colapsos para fora do plano de paredes divisórias e/ou de enchimento. Observam-se deslocamentos relativos permanentes moderados. É provável que a reparação da estrutura não seja economicamente viável. Este estado limite está associado a uma ação sísmica cujo período de retorno é de 308 anos e com uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos.
- Estado limite de colapso iminente (NC – *Near Collapse*) – Embora mantenha a capacidade de suportar cargas verticais, a estrutura apresenta-se fortemente danificada, com resistência e rigidez laterais residuais. A maioria dos elementos não estruturais sofreu colapso. Observam-se deslocamentos relativos permanentes elevados. A estrutura está próxima do colapso. Este estado limite está associado a uma ação sísmica cujo período de retorno é de 975 anos e com uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos.

De acordo com a parte 3 do Eurocódigo 8, estes três estados limites, são definidos através de três ações sísmicas com níveis crescentes de intensidade, sob a forma de espectros de resposta elásticos caracterizados por períodos de retorno específicos já referidos anteriormente. Ao combinar os espectros de resposta da ação sísmica com as curvas de capacidade da estrutura (curva que relaciona a força basal com o deslocamento no topo da estrutura), obtêm-se os pontos de desempenho da estrutura. Estes pontos de desempenho são determinados pelo Método N2, sugerido no anexo B do Eurocódigo 8 - parte 1, para ação sísmica regulamentar. As três ações sísmicas consideradas nas análises *pushover* realizadas no âmbito desta tese, encontram-se descritas no subcapítulo 6.8.

Utilizando o programa de cálculo *SeismoStruc*, para cada edifício PT, foi possível determinar os três pontos de desempenho (*target displacement*) referentes aos três estados limites: Limitação de Dano (DL); Danos Severos (SD); e Colapso Iminente (NC).

7.4 CÁLCULO DA RESPOSTA DO EDIFÍCIO – *ANÁLISE PUSHOVER*

A partir de uma análise não-linear estática (ou análise *pushover*), determina-se a capacidade resistente das estruturas que pode ser representada através de uma curva de capacidade, que relaciona a evolução do valor de corte na base com o deslocamento no topo da estrutura (ver Figura 171). Neste trabalho as curvas de capacidade foram determinadas a partir de análises *pushover* adaptativas baseadas em deslocamentos com amplificação do espectro de resposta, onde a distribuição do

carregamento é atualizada em cada passo e de acordo com as características estruturais, tendo em conta os principais modos de vibração, quatro em cada direção.

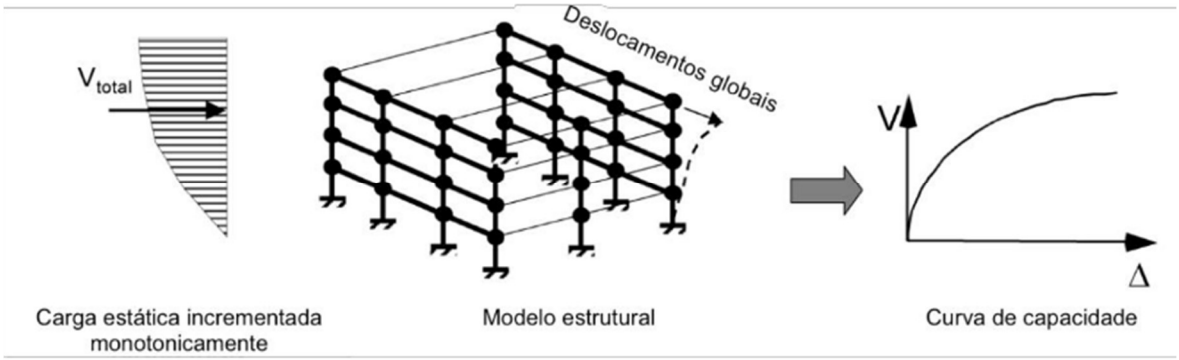


Figura 171 – Representação esquemática da obtenção de uma curva *pushover* (adaptado de Sousa, Costa and Costa; 2019)

Como já foi referido anteriormente, neste trabalho, as análises *pushover* adaptativas foram realizadas utilizando o programa de cálculo *Seismostruct*, e os pontos de desempenho associados a um determinado período de retorno, foram determinados pelo programa de cálculo através do Método N2, proposto por Fajfar (2000), que é um procedimento estático não-linear recomendado pelo Eurocódigo 8-1 . Este método encontra-se descrito exaustivamente na bibliografia por vários autores e também descrito em pormenor no Anexo B do Eurocódigo 8, parte 1.

As curvas de capacidade podem ser simplificadas transformando a curva de capacidade numa relação idealizada, por exemplo numa curva bilinear elasto-perfeitamente plástica energicamente equivalente. Nessa relação idealizada, é definido o comportamento elástico da estrutura numa primeira fase e o comportamento plástico numa segunda fase. Na Figura 172 pode-se observar um exemplo da bilinearização de uma curva de capacidade. A partir desta curva idealizada, é possível identificar facilmente o valor de corte basal máximo atingido pela estrutura em análise, assim como o deslocamento de cedência equivalente.

O ponto de desempenho é obtido a partir da combinação dos espectros de resposta da ação sísmica com as curvas de capacidade expressa em termos de deslocamentos e acelerações espectrais. Depois de obter a curva de capacidade em força-deslocamentos, esta pode ser convertida no formato ADRS (*Acceleration-Displacement Response Spectrum*), de um sistema equivalente de um grau de liberdade (1GL). Posteriormente, é feita a bilinearização dessa curva e "sobrepõem-se" os espectros de resposta correspondentes aos três níveis de ação sísmica, que estão associados aos três estados limites considerados. Da combinação da curva de capacidade bilinear com os três espectros de resposta, obtêm-se os três deslocamentos alvo para o sistema equivalente de 1GL. Para obter os pontos de desempenho da estrutura real é necessário multiplicar cada deslocamento alvo pelo coeficiente de transformação, obtendo-se assim os pontos de desempenho (NC, SD e NC) que podem

ser desenhados sobre a curva de capacidade da estrutura, como se apresenta esquematizado na Figura 173.

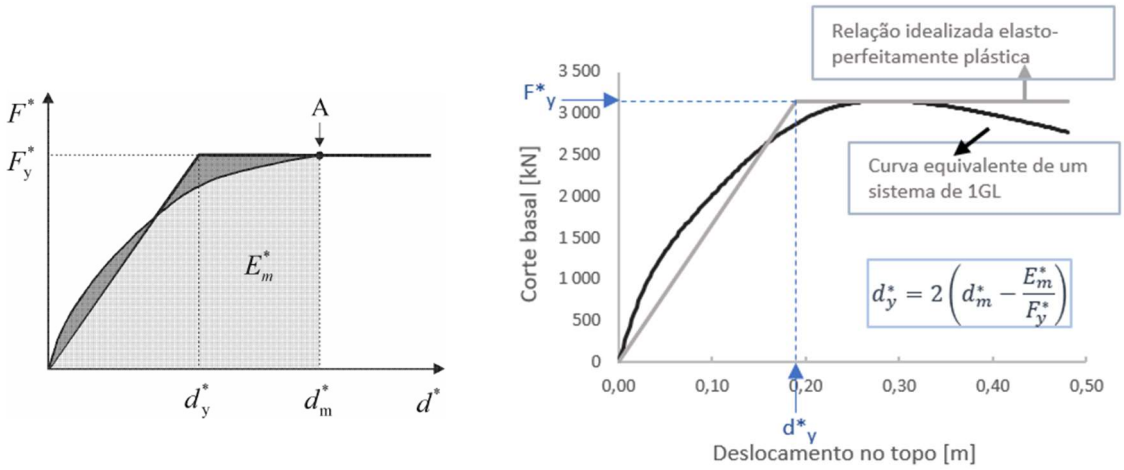


Figura 172 – Determinação da relação idealizada força-deslocamento elasto-perfeitamente plástica através do Método N2 pelo Anexo A do Eurocódigo 8 - parte 1

Neste trabalho de investigação, a verificação da segurança à ação sísmica dos vários edifícios PT foi realizada através da comparação dos efeitos das ações correspondentes aos pontos de desempenho com a resistência regulamentar dos elementos estruturais relativamente às forças de corte e rotação da corda. De seguida apresentam-se as expressões regulamentares que permitem a verificação da resistência de todos os elementos estruturais relativamente a mecanismos de corte e de flexão.

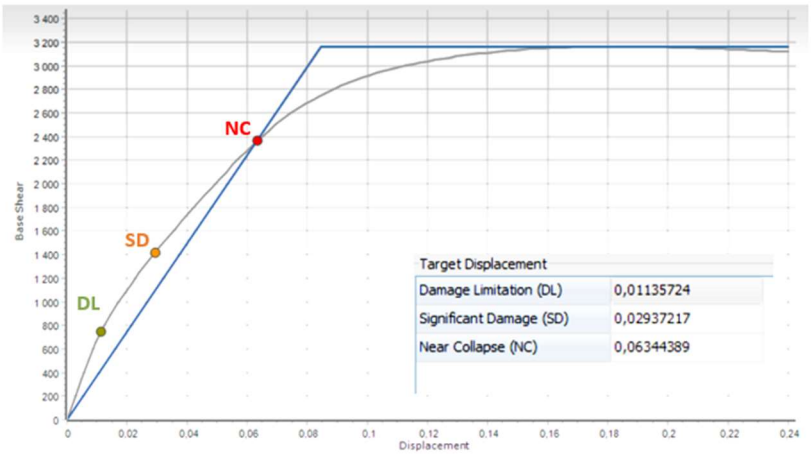


Figura 173 – Exemplo de representação sobre a curva de capacidade do edifício $PT4_{BF}$ (direção y) dos pontos de desempenho correspondentes aos três estados limites: Limitação de Dano (DL); Danos Severos (SD); e Colapso Iminente (NC). Imagem retirada do programa de cálculo *SeismoStruct*

7.5 AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA

De acordo com a parte 3 do Eurocódigo 8, a avaliação da segurança implica a verificação da resistência de todos os elementos estruturais relativamente a mecanismos de corte e de flexão (Sousa and Campos Costa, 2019). O EC8-3 define a capacidade resistente dos elementos, tanto para mecanismos frágeis, como para mecanismos dúcteis, para serem utilizadas nas verificações de segurança dos diferentes estados limite. A capacidade de um mecanismo dúctil, é estabelecida pela rotação máxima da corda do elemento para os três estados limite (DL, SD, NC), enquanto, para mecanismos frágeis, a capacidade é dada pela máxima força de corte admissível para o estado limite de colapso iminente (Caraslindas, 2010). O EC8 define os limites de dano para cada secção, sendo necessário fazer uma extrapolação para o que se passa ao nível global da estrutura. Assim, considera-se que um estado limite é atingido quando pelo menos uma secção se encontra nesse estado limite (Amorim *et al.*, 2012).

Para determinar a capacidade à flexão com e sem esforço axial de pilares, vigas e muros, o EC8-3 define:

- a capacidade de rotação da corda para o estado limite de colapso iminente (NC), θ_u, através da seguinte expressão:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016.\, 0{,}3^{\nu}.\left[\frac{\max(0.01;\omega')}{\max(0.01;\omega)} f_c\right]^{0.225}.\left(\min\left(9;\frac{L_V}{h}\right)\right)^{0.35}.25^{\left(\alpha.\rho_{sx}.\frac{f_{yw}}{f_c}\right)}.1.25^{100.\rho_d} \tag{7.1}$$

onde:

γ_{el}	1,5
h	altura da secção;
f_c	tensão de rotura do betão à compressão em MPa;
$\nu = \frac{N}{b.h.f_c}$	b é a largura da zona comprimida e N é o esfoço axial positivo em compressão;
ω, ω'	percentagem de armadura longitudinal à tração e à compressão, respetivamente;
$L_V = \frac{M}{V}$	relação M/V na secção de extremidade;
f_{yw}	tensão de cedência dos estribos MPa;
ρ_{sx}	taxa de armaduras transversais paralelas à direção de carregamento;
ρ_d	taxa de armaduras diagonais;
α	é o fator de confinamento da armadura:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right)\left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right)\left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0}\right) \tag{7.2}$$

onde:

b_0, h_0 dimensão do núcleo confinado, medido no eixo das cintas;

b_i espaçamento entre eixos dos varões longitudinais i travados lateralmente pelo canto de um estribo ou por um gancho ao longo do perímetro da secção.

- O Estado Limite de danos significativos (SD) é definido pela capacidade de rotação da corda, θ_{SD}, e pode ser considerada igual a 3/4 da capacidade total da rotação da corda, θ_u.
- A capacidade para o estado limite de limite de danos (DL) utilizada nas verificações é definida pela rotação da corda na cedência, θ_y. Para vigas e pilares a rotação da corda é calculada pela seguinte expressão:

$$\theta_y = \emptyset_y \frac{L_V + {a_V}^z}{3} + 0{,}0014\left(1 + 1{,}5\frac{h}{L_v}\right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'}\frac{d_{bL}.f_y}{\sqrt[6]{f_c}} \quad (7.3)$$

onde:

$\emptyset_y$ curvatura de cedência na extremidade da secção;

${a_V}^z$ desfasamento do diagrama de momentos;

$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$ extensão na cedência;

$d\ e\ d'$ altura útil da armadura de tração e à compressão;

d_{bL} diâmetro médio das armaduras tracionadas.

Para determinar a capacidade ao esforço corte, o EC8-3 define a expressão 7.4 a aplicar em vigas, pilares e paredes.

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}}\left[\begin{array}{c}\frac{h-x}{2L_V}min(N, 0.55A_c.f_c) + \left(1 - 0.05min\left(5, \mu_\Delta^{pl}\right)\right). \\ .\left[0.16max(0.5, 100\rho_{tot})\left(1 - 0.16min\left(5, \frac{L_V}{h}\right)\right)\sqrt{f_c}.A_c + V_w\right]\end{array}\right] \quad (7.4)$$

onde:

γ_{el} 1.15

h altura da secção transversal;

x altura da zona comprimida;

N esforço axial de compressão (positivo, 0 se tração);

L_V relação M/V na secção de extremidade;

A_c área da secção (largura × altura útil);

f_c tensão de rotura à compressão, dividida pelo coeficiente parcial de segurança 1.5;

ρ_{tot} taxa total de armaduras longitudinais;

V_w contribuição das armaduras transversais:

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad (7.5)$$

onde:

ρ_w taxa de armaduras transversais;

z braço do binário das forças interiores (d-d´);

f_{yw} tensão de cedência das armaduras transversais, dividida pelo coeficiente parcial de segurança (1.15).

No programa *Seismostruct* é possível aplicar os vários critérios de performance atrás definidos. Neste trabalho e de acordo com a parte 3 do Eurocódigo 8, aplicaram-se os seguintes critérios de performance em toda a estrutura: Esforço de corte máximo (*Shear*); capacidade máxima de flexão (*Bending*) e flexão do elemento em cedência (*Yield*).

No cálculo da resistência dos elementos estruturais foi considerado um fator de confiança igual a 1.2, correspondente a um nível de conhecimento alargado da estrutura, KL2.

Para realizar a avaliação de segurança das várias estruturas PT, foram desenhados sobre as curvas de capacidade os pontos de desempenho (DL, SD e NC) e os pontos que representam os critérios de performance (*Shear, Bending* e *Yield*). De acordo com a parte 3 do Eurocódigo 8, a estrutura satisfaz os requisitos de segurança se, para os instantes definidos para os pontos de desempenho, os efeitos das ações forem inferiores à resistência regulamentar em cada elemento estrutural, nomeadamente ao corte e à flexão, isto é, à rotação da corda.

7.6 ANÁLISE MODAL

A partir das análises *modais* realizadas, foram obtidas as frequências naturais para cada modelo, assim como as configurações dos primeiros três modos de vibração. Na Tabela 49 estão descritas as características dinâmicas correspondentes aos três primeiros modos de vibração e nas Figura 174, Figura 175 e Figura 176 estão ilustradas as configurações correspondestes ao primeiro modo de vibração para os edifícios PT4, PT6 e PT8, respetivamente. Para dar uma ideia da configuração dos modos de vibração assinala-se com U_x, U_y e T os modos de translação longitudinal (segundo eixo x), transversal (segundo eixo y) ou de torção. Nos edifícios com as paredes dispostas apenas em duas fachadas ortogonais, as componentes de translação e rotação estão associadas num mesmo modo e assim utiliza-se uma nomenclatura composta U_x,U_y,T.

A partir da análise da Tabela 49, e das configurações correspondentes ao primeiro modo de vibração para os vários edifícios PT (Figura 174, Figura 175 e Figura 176), 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*.

Tabela 49 – Frequências relativas aos três primeiros modos de vibração

	1º MODO				2º MODO				3º MODO			
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} [%]
PT4_BF	U_X	1.54	1.00	87.1	U_Y	1.82	1.00	85.8	T	1.82	1.00	86.4
PT4_FI	U_Y	3.84	2.50	88.5	U_X	4.81	2.65	89.2	T	6.08	3.33	89.3
PT4_WS	U_X	2.29	1.49	99.5	U_Y	2.65	1.46	97.2	T	2.85	1.57	99.5
PT4_ASS	U_XU_YT	1.75	1.14		U_XU_Y	3.25	1.79		U_XU_YT	5.31	2.92	
PT6_BF	U_X	1.09	1.00	83.4	U_Y	1.33	1.00	79.4	T	1.33	1.00	80.7
PT6_FI	U_Y	1.77	1.62	63.5	U_X	1.81	1.36	57.2	T	2.55	1.92	29.9
PT6_WS	U_X	1.51	1.39	83.3	U_Y	1.67	1.26	73.4	T	2.21	1.66	78.9
PT6_ASS	U_XU_YT	1.23	1.13		U_XU_Y	1.51	1.14		U_XU_YT	2.08	1.56	
PT8_BF	U_X	0.87	1.00	80.7	U_Y	1.07	1.00	76.3	T	1.07	1.00	78.1
PT8_FI	U_Y	1.15	1.32	65.3	U_X	1.22	1.15	61.1	T	1.75	1.63	37.2
PT8_WS	U_X	1.34	1.54	84.0	U_Y	1.46	1.37	71.7	T	2.03	1.89	79.6
PT8_ASS	U_XU_YT	0.99	1.15		U_XU_Y	1.28	1.20		U_XU_YT	1.88	1.75	37.45

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 2.6 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%.

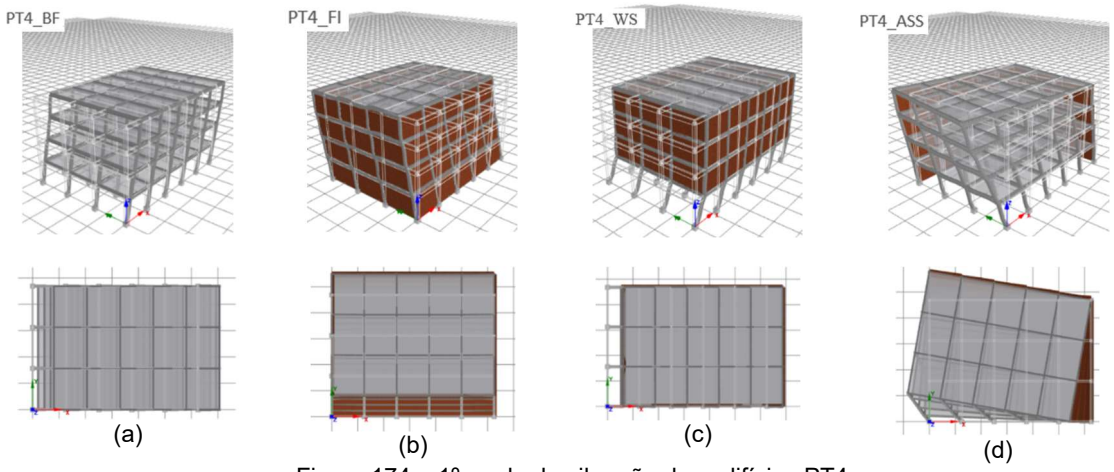


Figura 174 – 1º modo de vibração dos edifícios PT4

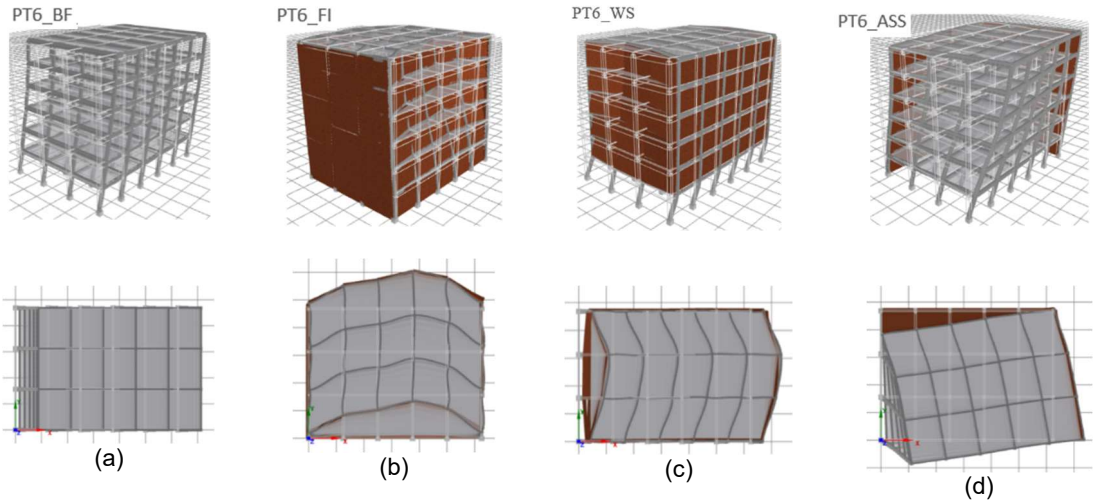


Figura 175 – 1º modo de vibração dos edifícios PT6

Analisando a percentagem de massa modal mobilizada em cada modo, percebe-se que nos edifícios simétricos com distribuição simétrica de paredes de alvenaria do edifício PT4, o primeiro modo de vibração mobiliza quase a totalidade da massa modal (90%), já os edifícios PT6 e PT8 mobilizam cerca de 80% da massa modal, com a exceção do edifício $PT6_{FI}$ e o $PT8_{FI}$ em que o primeiro modo mobiliza apenas 60% da massa modal. Relativamente aos edifícios com uma distribuição de paredes assimétrica, o primeiro modo de vibração mobiliza a massa modal de uma forma distribuída entre translações na direção x e y e torção, tendo a torção uma maior participação.

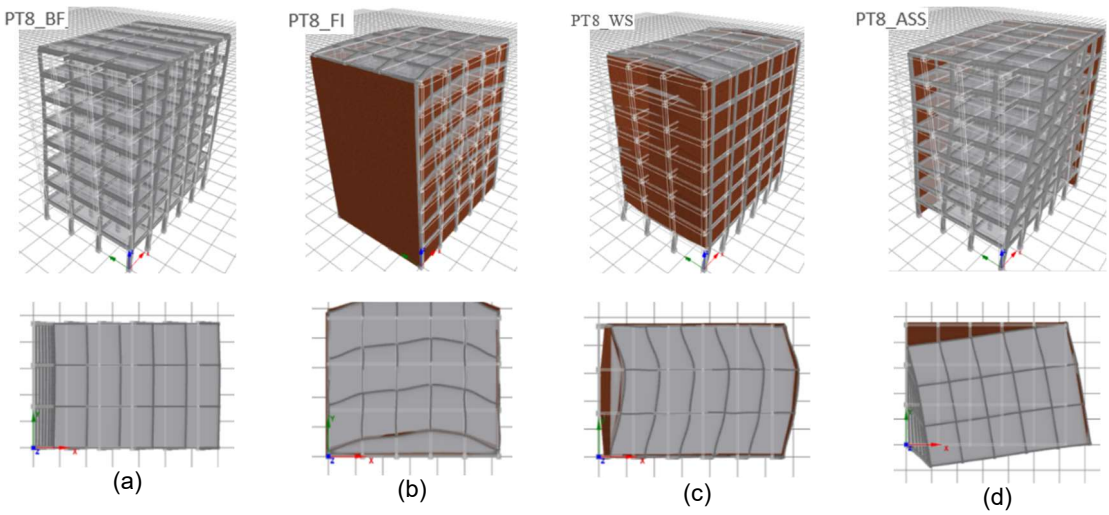


Figura 176 – 1º modo de vibração dos edifícios PT8

7.7 ANÁLISE ESTÁTICA NÃO-LINEAR: *PUSHOVER* ADAPTATIVO

7.7.1 CURVAS DE CAPACIDADE

Na Tabela 50 e Tabela 51, apresentam-se os valores de rigidez inicial, corte basal máximo, deslocamento de cedência e os respetivos rácios, obtidos a partir da análise da curva de capacidade. O deslocamento de topo foi medido sempre no mesmo ponto localizado no topo de cada edifício. Os rácios apresentados foram calculados relativamente aos edifícios sem alvenarias e as análises tecidas neste subcapítulo foram apresentadas comparando a várias disposições de paredes consideradas no estudo (*full-Infill* – PT_{FI}, *Weak Story* – PT_{WS} e *Asymmetric* – PT_{ASS}) com os respetivos edifícios sem alvenarias (*Bare Frame* – PT_{BF}).

As curvas de capacidade ilustradas na Figura 179, Figura 181 e Figura 183 mostram que a presença de paredes de alvenaria conferiu à estrutura maior rigidez e uma menor ductilidade no geral. São os edifícios com paredes de alvenaria em toda a altura que apresentam uma maior rigidez inicial e maior resistência, com a exceção do PT8 na direção y. Seria de esperar que a curva de capacidade para os edifícios PT_{FI} fosse expressivamente superior em todos os casos de estudo, mas tal não se verifica nos edifícios PT6 e PT8 na direção y. No caso do PT6, a curva de capacidade do PT_{FI} sobrepõe-se à do PT_{WS} até 1/3 do deslocamento alvo, acabando por ser ligeiramente superior a partir desse ponto. No caso do PT8 o edifício PT_{WS} para além exibir maior rigidez inicial, a curva de capacidade apresenta-se superior à curva de capacidade obtida para o $PT8_{FI.}$ A justificação, poderá passar pelo

facto do método *pushover* utilizado na obtenção destas curvas não ser recomendado para edifícios superiores a cinco pisos nem irregulares em altura.

Para as três tipologias do edifício consideradas, verificou-se que a presença de paredes em toda a altura aumentou a rigidez inicial cerca de 10 a 11 vezes na direção x e entre 4 a 5 vezes na direção y. Este aumento de rigidez inicial significativo traduz-se também num decréscimo na ductilidade dos edifícios, assim, a presença das paredes em toda a altura do edifício diminuiu o deslocamento de cedência em cerca de 90% na direção x e cerca de 40 a 70 % na direção y. Relativamente ao valor de corte basal máximo, a presença de paredes em toda a altura do edifício aumentou cerca de 40-50% na direção x e 20 % na direção y.

Tabela 50 – Valores da rigidez inicial, corte basal máximo, deslocamento de cedência e respetivos rácios - análise *da curva de capacidade* dos edifícios PT4, PT6 e PT8 - Direção x

	Edifício	$K_{0,i}$	$\frac{K_{0,i}}{K_{0,BF}}$	$F_{y,i}$ [kN]	$\frac{F_{y,i}}{F_{y,BF}}$	$d_{y,i}$ [m]	$\frac{d_{y,i}}{d_{y,BF}}$
Direção x	PT4_BF	63268	1.0	2201	1.0	0.084	1.00
	PT4_FI	658547	10.4	3265	1.5	0.010	0.11
	PT4_WS	206988	3.3	2223	1.0	0.023	0.27
	PT4_ASS	267569	4.2	2534	1.2	0.021	0.25
	PT6_BF	46770	1.0	2565	1.0	0.111	1.00
	PT6_FI	500747	10.7	3521	1.4	0.014	0.12
	PT6_WS	217469	4.6	2645	1.0	0.024	0.21
	PT6_ASS	179323	3.8	2753	1.1	0.029	0.26
	PT8_BF	33721	1.0	3123	1.0	0.190	1.0
	PT8_FI	374299	11.1	4222	1.4	0.031	0.16
	PT8_WS	219774	6.5	3320	1.1	0.029	0.15
	PT8_ASS	142035	4.2	3094	1.0	0.046	0.24

Nos edifícios com rés-de-chão vazado, o aumento de rigidez inicial acompanha o aumento da altura dos edifícios, com a exceção do edifício $PT8_{WS}$ analisado na direção y, que apresenta um incremento no valor da rigidez igual ao verificado no edifício $PT6_{WS}$, na mesma direção. O aumento da rigidez inicial da estrutura proporcional ao aumento da altura dos edifícios implica, nos mesmos termos, a uma diminuição da ductilidade, que se traduz numa diminuição do deslocamento de cedência verificado no ponto de controlo. Assim, relativamente ao $PT_{BF,}$ o aumento de rigidez inicial é cerca

de 3.3 vezes maior para o $PT4_{WS}$, 4.6 vezes para o $PT6_{WS}$ e 6.5 vezes maior para o $PT8_{WS}$. O valor do corte basal máximo não apresentou aumentos significativos na direção x, mas na direção y aumentou cerca de 10 a 20 %.

Tabela 51 – Valores da rigidez inicial, corte basal máximo, deslocamento de cedência e respetivos rácios, da análise *pushover* dos edifícios PT4, PT6 e PT8 - Direção y

	Edifício	$K_{0,i}$	$\frac{K_{0,i}}{K_{0,BF}}$	$F_{y,i}$ [kN]	$\frac{F_{y,i}}{F_{y,BF}}$	$d_{y,i}$ [m]	$\frac{d_{y,i}}{d_{y,BF}}$
Direção y	PT4_BF	72413	1.0	3164	1.0	0.084	1.00
	PT4_FI	416382	5.8	3803	1.2	0.027	0.32
	PT4_WS	253647	3.5	3261	1.0	0.028	0.34
	PT4_ASS	261966	3.6	2767	0.9	0.030	0.36
	PT6_BF	57926	1.0	4324	1.0	0.116	1.0
	PT6_FI	334360	5.8	5006	1.2	0.051	0.44
	PT6_WS	313643	5.4	4764	1.1	0.046	0.40
	PT6_ASS	214381	3.7	4102	0.9	0.054	0.47
	PT8_BF	55719	1.0	5089	1.0	0.142	1.0
	PT8_FI	252375	4.5	6146	1.2	0.083	0.58
	PT8_WS	299264	5.4	6223	1.2	0.074	0.52
	PT8_ASS	203763	3.7	3570	0.7	0.056	0.39

7.7.2 EXIGÊNCIAS DE DEFORMAÇÃO

Apresentam-se na Figura 177 os perfis de deslocamentos resultantes da análise *pushover* e na Figura 178 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. Devido ao facto de não existir um alinhamento vertical central, optou-se por fazer a leitura no alinhamento vertical mais próximo. Relativamente aos edifícios com distribuição assimétrica de paredes de alvenaria, PT_{ASS}, foram analisados os deslocamentos no alinhamento vertical mais flexível da estrutura e verificou-se que os deslocamentos sofridos ao longo desse alinhamento eram ligeiramente superiores aos registados no alinhamento vertical quase central. Assim, optou-se por fazer os diagramas de

deslocamentos e de *drift* no alinhamento vertical (quase) central em todas as tipologias de edifícios aqui estudados.

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 $PT8_{WS}$. Nos modelos onde ocorre o mecanismo *soft-storey*, é no primeiro piso que se concentra a grande parte dos deslocamentos.

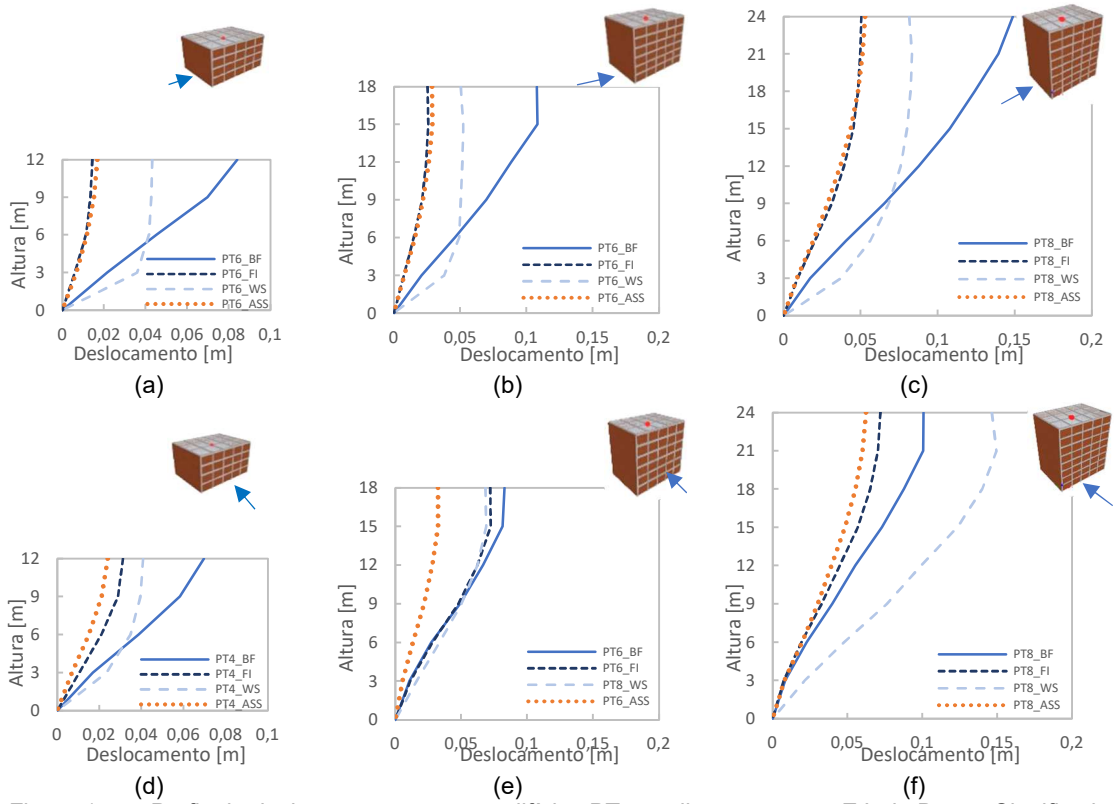


Figura 177 – Perfis de deslocamento para os edifícios PT nas direções x e y - E.L.de Danos Significativos: (a) PT4_x; (b) PT6_x; (c) PT8_x; (d) PT4_y; (e) PT6_y; e (f) PT8_y

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 $PT8_{WS}$ 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 Figura 179, Figura 181 e Figura 183.

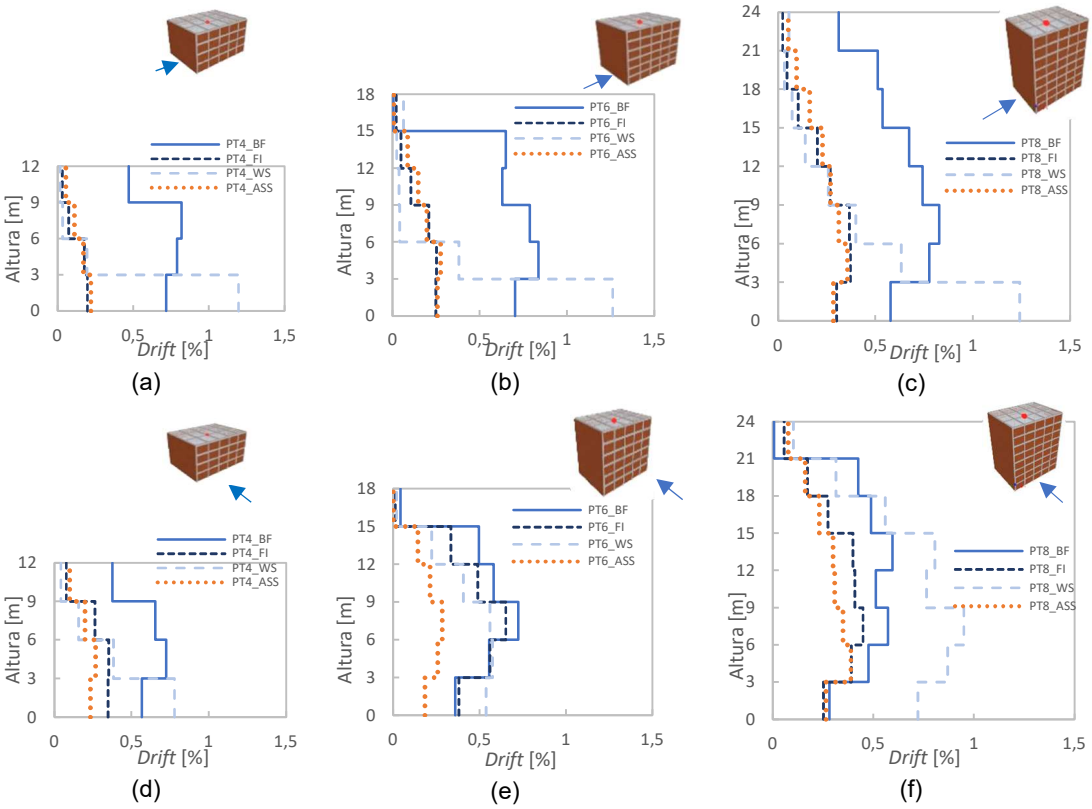


Figura 178 – Perfis de drift para os edifícios PT nas direções x e y - E.L.de Danos Significativos: (a) PT4_x; (b) PT6_x; (c) PT8_x; (d) PT4_y; (e) PT6_y; e (f) PT8_y

7.7.3 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. 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, 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*).

De acordo com a Figura 179 e Figura 180, verifica-se que para o nível de perigosidade sísmica correspondente ao estado limite de danos severos, o edifício $PT4_{ASS}$ é o único que verifica a segurança relativamente ao mecanismo de corte e de flexão.

Também a segurança à rotação da corda na cedência para o estado limite de limitação de danos em todos os elementos estruturais foi analisada. Sobre a curva de capacidade foram representados esses pontos (Yield) que comparando com os pontos de desempenho também ali desenhados, se verificou que a rotação da corda na cedência ocorreu na sua maioria após os pontos de desempenho correspondentes ao nível médio de perigosidade sísmica (SD). Pode-se concluir que todos os edifícios PT4 verificam a segurança à rotação da corda na cedência, com a exceção do edifício $PT4_{WS}$.

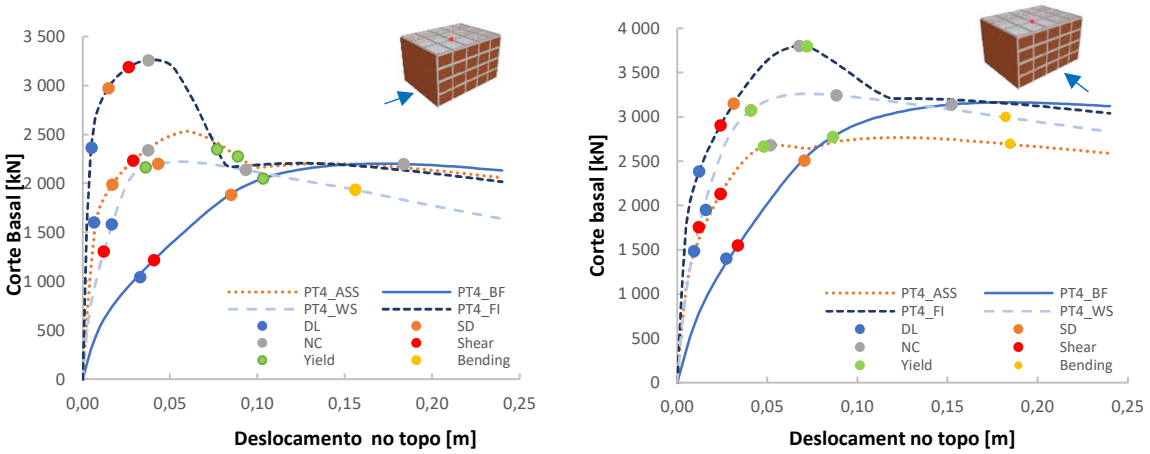


Figura 179 – Curvas *Pushover* dos edifícios PT4 e os respetivos pontos de análise

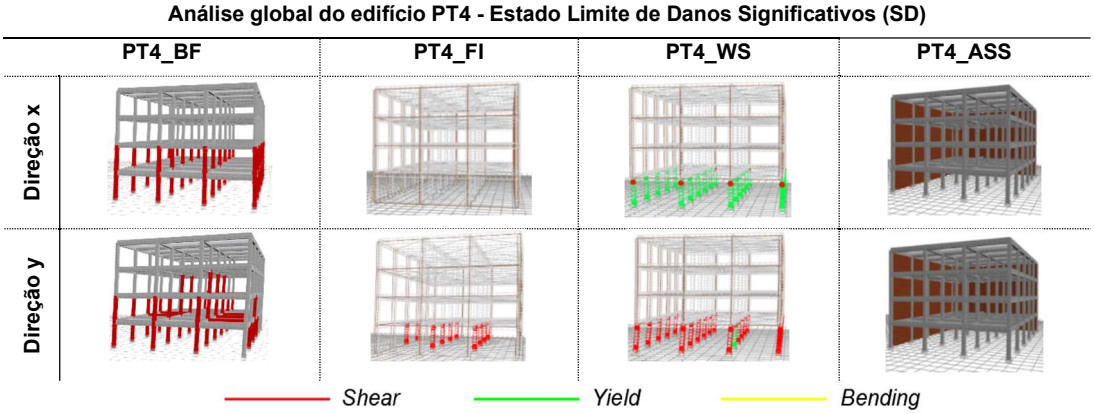


Figura 180 – Verificação da segurança ao nível das secções referente ao Estado Limite de Danos Significativos PT na análise global do edifício PT4

Relativamente à verificação da segurança ao mecanismo de flexão (*Bending*), observou-se que os pontos correspondentes ao primeiro instante em que a solicitação supera a sua resistência relativamente ao estado limite de colapso eminente em cada elemento, ou não aconteceram durante a análise *pushover* na estrutura, ou quando se registaram registaram-se sempre após o ponto de desempenho correspondente ao nível de perigosidade sísmica máximo (NC).

Analisando a Figura 181 e a Figura 182, para o nível de perigosidade sísmica correspondente ao estado limite de danos severos, verifica-se que nenhum edifício PT6 verifica a segurança ao corte, nem mesmo o edifício sem qualquer parede de enchimento. Aliás, comparando os danos dos edifícios $PT6_{BF}$ e $PT6_{FI}$, verifica-se que a existência das paredes em toda a altura teve um efeito protetor da estrutura de BA. Na direção x, o edifício $PT6_{BF}$ apresenta problemas de corte em quase todos os pilares até ao quarto andar, enquanto o edifício $PT6_{FI}$ apresenta corte nos pilares interiores do rés-de-chão. Relativamente direção y, verifica-se praticamente o mesmo fenómeno, mas também com a existência de corte nas vigas de BA. O Edifício $PT6_{WS}$, na direção x, apresenta corte e cedência à flexão nos pilares localizados nos primeiros dois pisos. Importa referir que os pilares do rés-de-chão apresentaram corte antes de atingirem a rotação da corda na cedência. Na direção y, o $PT6_{WS}$ exibe problemas de segurança relativamente a mecanismos de corte nos pilares e em vigas até ao quarto piso. O edifício $PT6_{ASS}$, apresenta problemas de corte nos pilares interiores ao nível do rés-de-chão na direção x e no rés-de-chão e primeiro andar na direção y.

Em relação ao estado limite de limitação de danos, verificou-se que a rotação da corda na cedência ocorreu na sua maioria após os pontos de desempenho correspondentes ao nível médio de perigosidade sísmica (SD).

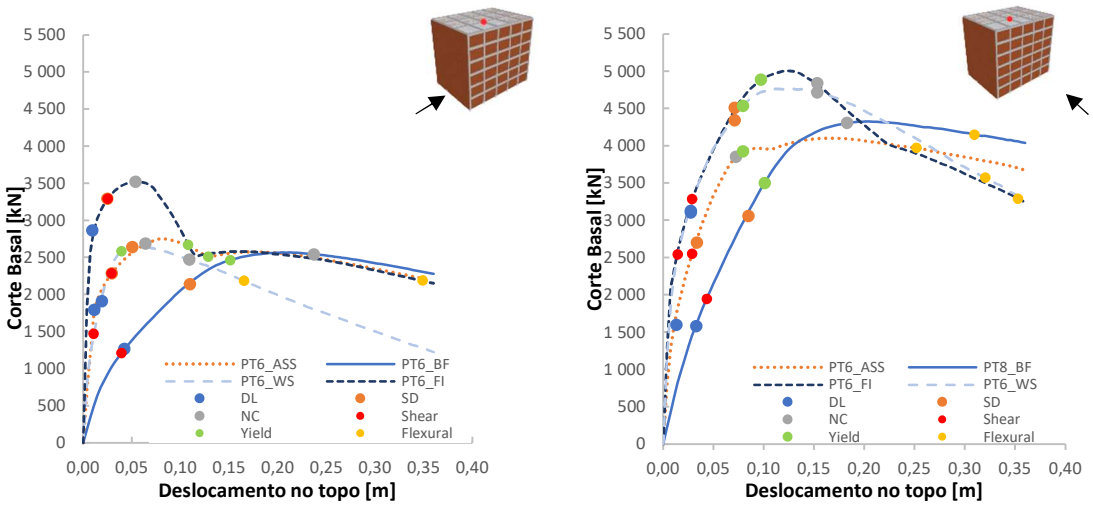


Figura 181 – Curvas *Pushover* dos edifícios PT6 e os respetivos pontos de análise

Os pontos correspondentes ao primeiro instante em que a solicitação supera a sua resistência máxima à flexão (*Bending*), podem ser identificados sobre as curvas de capacidade apresentadas na Figura 181. Verifica-se que estes pontos, quando acontecem, se localizam no final da curva de capacidade, ocorrendo bastante depois dos pontos de desempenho correspondentes ao nível de intensidade sísmica referente aos estados limites de colapso eminente. Pode-se afirmar que os edifícios PT6 analisados verificam a segurança relativamente ao mecanismo de flexão.

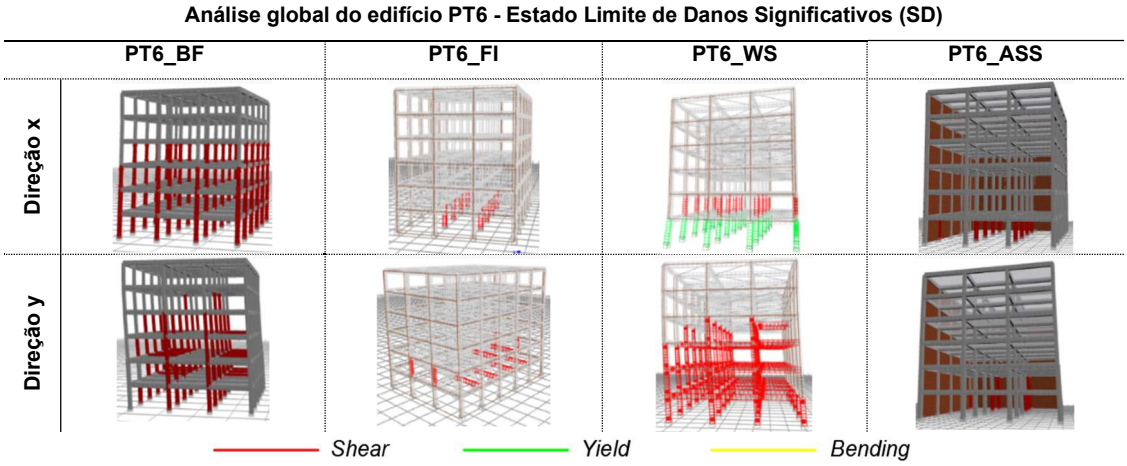


Figura 182 – Verificação da segurança ao nível das secções referente ao Estado Limite de Danos Significativos PT na análise global do edifício PT6

Observando a Figura 183 e Figura 184, verifica-se que o comportamento dos edifícios PT8 para o estado limite de danos severos, se assemelha ao comportamento dos edifícios PT6. Conclui-se que nenhum edifício PT8 apresenta uma resistência adequada ao mecanismo de corte. Na direção x, o corte nos pilares acontece antes ou muito próximo do instante correspondente à solicitação da estrutura ao nível mínimo de intensidade sísmica. Na direção y, o corte dos pilares (*shear*) acontece depois dos pontos de desempenho DL e antes dos pontos de desempenho SD.

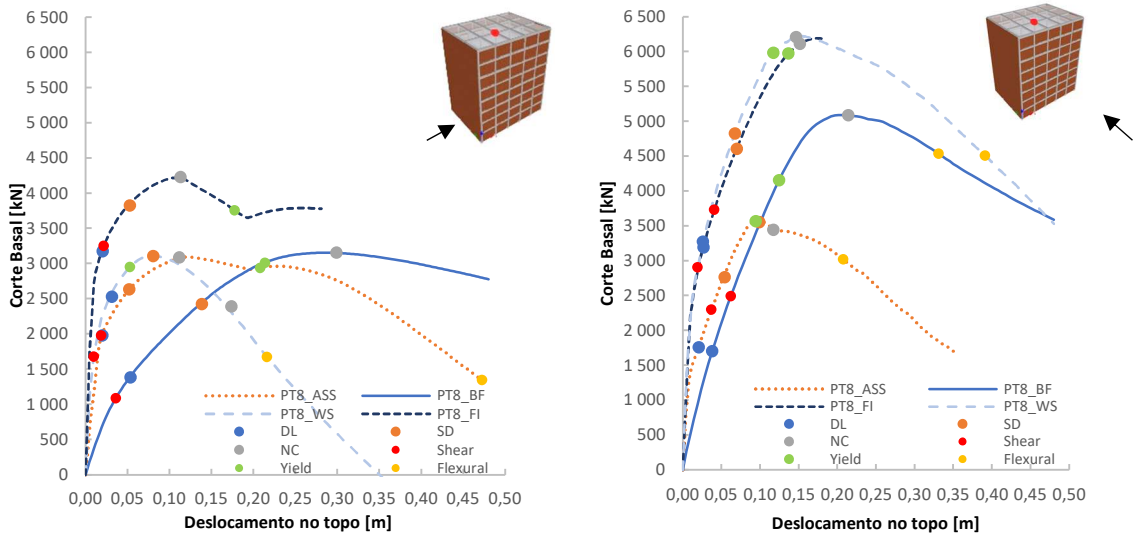


Figura 183 – Curvas p*ushover* dos edifícios PT8 e os respetivos pontos de análise

A cedência dos elementos de betão armado acontece, na generalidade, após a solicitação correspondente ao estado limite de danos severos e antes da solicitação referente ao estado limite de colapso eminente.

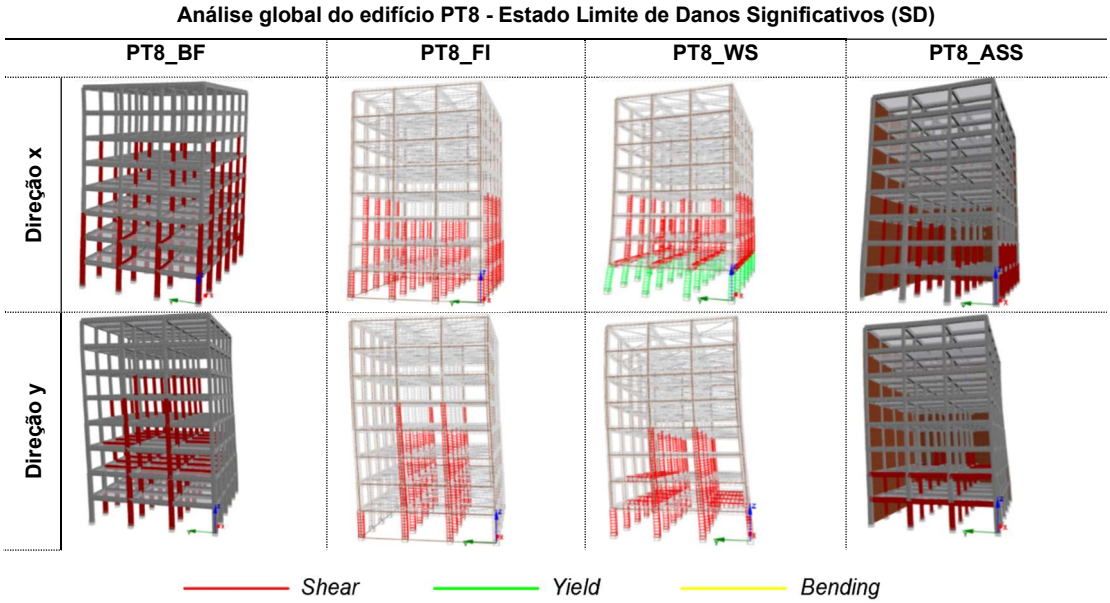


Figura 184 – Verificação da segurança ao nível das secções referente ao Estado Limite de Danos Significativos PT na análise global do edifício PT8

Neste estudo do comportamento das estruturas à ação sísmica, é ainda interessante analisar a evolução do dano ao longo da análise *pushover*. O objetivo é perceber a contribuição das paredes de alvenaria nas exigências colocadas nos vários elementos estruturais. Desta forma, fez-se para cada edifício estudado, uma recolha de imagens referente ao primeiro instante em que a solicitação num determinado elemento estrutural supera a sua resistência relativamente ao mecanismo de corte (*Shear*), cedência (*Yield*) e de flexão (*Bending*).

É importante referir que, avaliando a evolução do dano durante a análise *pushover*, em todos os edifícios aqui estudados, todos os elementos que apresentaram cedência à flexão e rotura à flexão, exibiram anteriormente problemas de corte. Na realidade, assim que um elemento sofre rotura por corte, deixa de resistir a qualquer outro esforço. Foi registado apenas uma exceção no edifício $PT4_{BF}$ em que a cedência dos primeiros pilares se deu ao nível do terceiro piso sem que estes tivessem registado anteriormente problemas ao corte.

De acordo com a Figura 185, no edifício $PT4_{BF}$, tanto na direção x como na direção y, os primeiros elementos a atingir o limite da sua resistência em corte são os pilares interiores localizados ao nível do rés-de-chão. Verifica-se que os primeiros elementos a sofrer cedência são alguns pilares periféricos localizados no piso três, que coincide com a redução de secção e das armaduras dos pilares. Nenhum elemento do edifício $PT4_{BF}$ sofreu um mecanismo de flexão. O edifício $PT4_{FI}$

apresentou praticamente a mesma evolução de dano que o edifício $PT4_{BF}$, com a exceção da cedência nos pilares que começaram na zona interna do rés-de-chão. No edifício $PT4_{WS}$, como se era de esperar, os mecanismos de corte e de flexão começam a surgir nos pilares interiores do rés-de-chão e comparando com o edifício sem paredes de alvenaria, $PT4_{BF}$, os danos relativos ao corte e à cedência dos elementos estruturais concentram-se mais ao nível do rés-de-chão. Já o edifício com distribuição assimétrica de paredes, $PT4_{ASS}$, os primeiros pilares a sofrer corte, cedência e depois rotura à flexão, foram os pilares do rés-de-chão que se encontram no pórtico mais pequeno que está preenchido com paredes de alvenaria de enchimento. Verifica-se que a evolução do dano se concentra em torno da zona mais rígida do edifício.

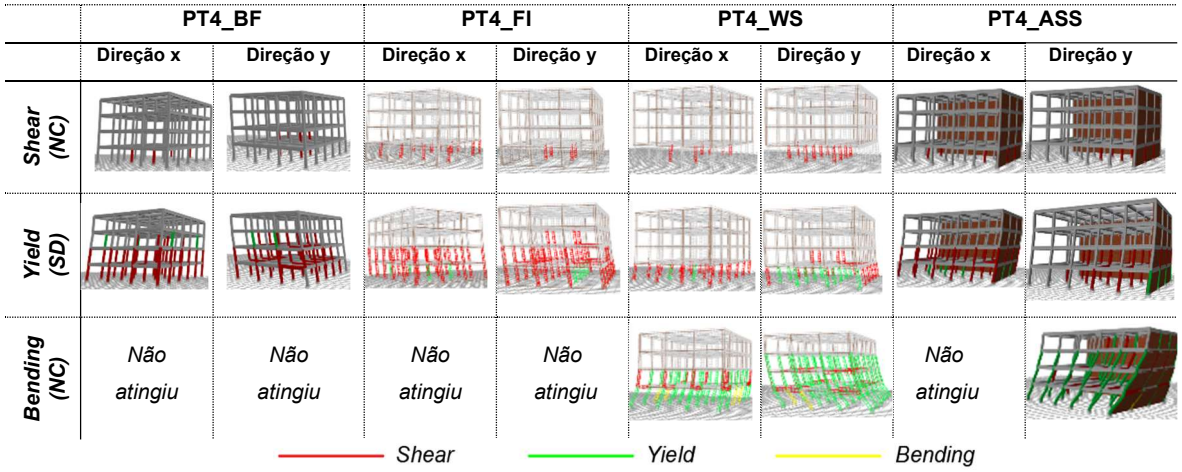


Figura 185 – Ilustração da evolução de dano do edifício quando ocorre o primeiro caso de não verificação de segurança ao nível das secções - edifício PT8 - direção x

De acordo com a Figura 186, verifica-se que a influência das paredes em toda a altura do edifício PT6 na evolução do dano foi muito reduzida. As diferenças assinaladas, são em relação aos primeiros elementos que sofreram corte. Enquanto no edifício $PT6_{FI}$, na direção x, foram os pilares interiores do rés-de-chão que sofreram corte, no edifício sem paredes o corte surgiu nesses mesmos pilares, mas abrangendo também o segundo piso. Na direção y, o corte concentrou-se nas vigas e nos pilares do segundo piso enquanto no $PT6_{BF}$, o mecanismo de corte iniciou-se nos pilares do terceiro piso. No edifício sem paredes no rés-de-chão, $PT6_{WS}$, à semelhança do edifício $PT4_{WS}$, os primeiros elementos a sofrer mecanismos de corte, cedência e mecanismo de flexão foram os pilares do rés-de-chão. No edifício $PT6_{ASS}$ o dano inicia-se nos pilares do rés-de-chão do pórtico preenchido com paredes de alvenaria e progride a partir daí em torno da zona mais rígida, que é definida pelas duas paredes de enchimento, dispostas perpendicularmente em toda a altura do edifício.

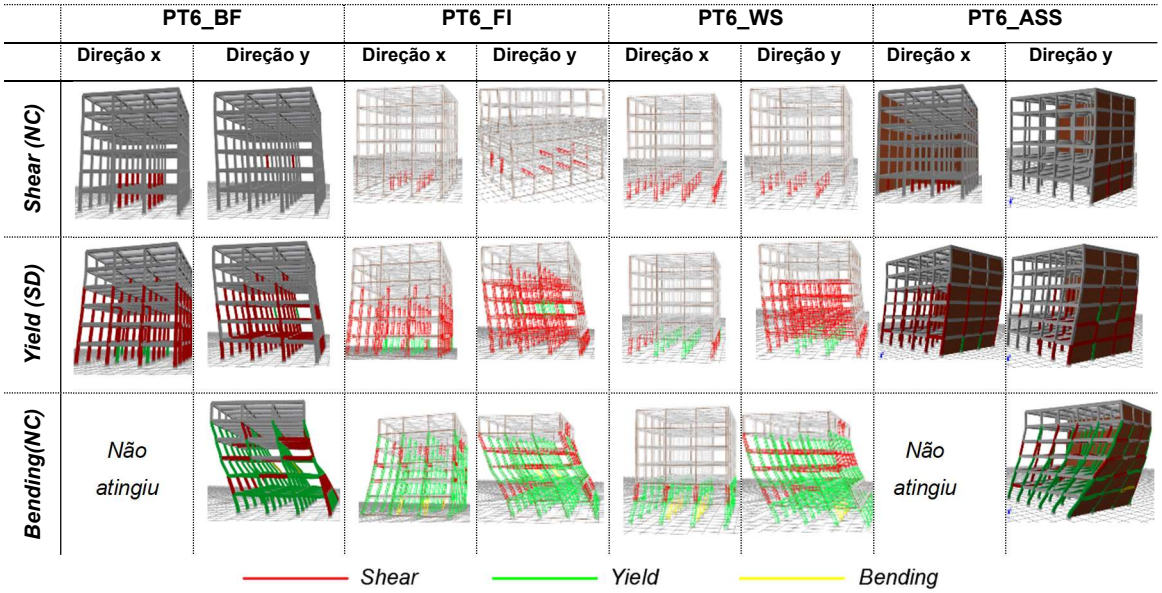


Figura 186 – Ilustração da evolução de dano do edifício quando ocorre o primeiro caso de não verificação de segurança ao nível das secções - edifício PT6 - direção x

À semelhança do edifício PT6, a presença de paredes em toda a altura do edifício PT8 não mostrou ter grande influência na evolução do dano, como se pode comprovar na Figura 187. A adição de paredes em toda a altura altera ligeiramente a ordem dos elementos onde surgem os primeiros problemas. Por exemplo, no edifício $PT8_{FI}$, os primeiros elementos a atingirem o limite de corte surgiram nos pilares exteriores no rés-de-chão e primeiro piso, ao passo que no edifício $PT8_{BF}$, os primeiros elementos a sofrerem corte foram pilares interiores localizados no primeiro e segundo piso. No edifício $PT8_{BF,}$ a cedência surge nos pilares do rés-de-chão e na direção y, nas vigas do segundo e terceiro piso. Já os mecanismos de flexão acontecem apenas na direção y, localizados nas vigas do terceiro piso. No edifício $PT8_{FI,}$ a cedência surge nas vigas do primeiro e segundo piso, e relativamente aos mecanismos de flexão, não se verificaram nas duas direções. No entanto, é importante referir que as análises *pushover* do edifício $PT8_{FI}$ realizadas nas duas direções, não decorreram até ao final. No edifício $PT8_{WS,}$ à semelhança do edifício $PT6_{WS}$, os primeiros elementos a apresentarem problemas de corte foram os pilares do rés-de-chão. Na direção x, a cedência ocorreu nas vigas do segundo piso e na direção y, foram os pilares interiores do rés-de-chão os primeiros a apresentar cedência. Foram também estes pilares interiores os primeiros a sofrer mecanismos de flexão, que aconteceram apenas na direção y. Relativamente ao edifício $PT8_{WS}$, os primeiros elementos a apresentar problemas de corte, foram pilares que se encontram confinados pelas paredes de enchimento. Na direção x, os primeiros pilares a sofrer corte encontram-se localizados no primeiro piso, enquanto na direção y, se localizam no rés-de-chão e primeiro piso. A cedência acontece primeiro nos pilares interiores do rés-de-chão na direção x e nas vigas confinadas pelas paredes de

alvenaria ao nível do primeiro e segundo piso, na direção y. Relativamente aos mecanismos de flexão, acontecem nas duas direções nos elementos confinados pelas paredes de alvenaria de enchimento (ver Figura 187), na direção x surgem nos pilares do rés-de-chão e na direção y, nas vigas localizadas ao nível do segundo piso. À semelhança do edifício $PT6_{ASS}$, o edifício $PT8_{ASS}$ apresenta uma evolução do dano que, no geral, se inicia em torno da zona mais rígida e que se vai alastrando ao resto do edifício.

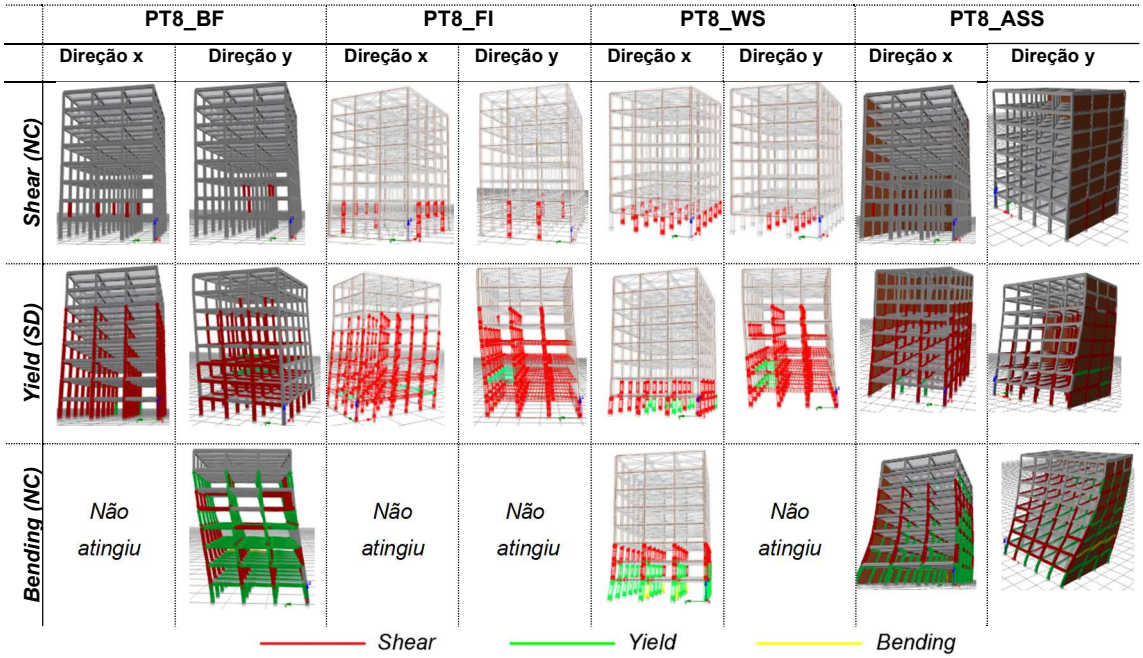


Figura 187 – Ilustração da evolução de dano do edifício quando ocorre o primeiro caso de não verificação de segurança ao nível das secções - edifício PT8 - direção x

7.8 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DINÂMICO

As análises não-lineares dinâmicas são bastante complexas, estão tipicamente associadas a elevados tempos de análise e grande esforço computacional, justificando-se em edifícios acima dos cinco pisos e sempre que os edifícios não cumpram os critérios de regularidade definidas no EC8-1. Normalmente, as análises dinâmicas realizam-se após análises *pushover*, para que se possa ter uma ideia do comportamento da estrutura e melhor entender os seus resultados. Na prática, as análises *pushover* podem ser realizadas, mesmo que à partida se saiba que a validade da sua aplicação numa determinada estrutura seja reduzida. A curva de capacidade permite ter uma ideia da envolvente, perceber se os painéis entram em rotura ou não, ajudando na análise do comportamento global da estrutura. É importante entender que as análises dinâmicas são importantes, mas só por si, não dizem muito sobre a estrutura, a não ser que se façam muitas análises dinâmicas ou que se façam análises

incrementais dinâmicas, que são significativamente pesadas e demoradas, e por isso, viáveis essencialmente em contextos académicos. Assim, neste subcapítulo, procura-se fazer uma análise dos resultados obtidos nas análises dinâmicas, tendo por base os resultados das análises *pushover* descritas na secção 7.7.

Em seguida, apresentam-se análises comparativas de perfis de *drift*, avaliam-se os edifícios ao nível do desempenho sísmico e analisa-se a evolução de dano. A análise do desempenho sísmico dos edifícios fez-se comparando a posição dos pontos correspondentes à força de corte basal máxima e ao deslocamento máximo, relativamente à curva *pushover* e comparando o ponto correspondente ao deslocamento objetivo obtido para os E. L. de Danos Significativos. Na evolução do dano, identificam-se os elementos onde ocorre o primeiro corte, cedência, rotação da corda última e regista-se o dano final, que corresponde ao estado do edifício no final da análise. Esta análise de dano é realizada apenas para um dos 10 sismos a atuar em cada tipo de edifício, tendo sido escolhido o sismo que provocou maiores deslocamentos no ponto de controlo.

7.8.1 PERFIS DE *DRIFT*

Neste subcapítulo pretende-se fazer uma análise dos perfis de *drift* máximo em cada piso calculados a partir das análises dinâmicas e comparar com os perfis de *drift* obtidos nas análises *pushover.* Importa referir que os perfis de *drift* obtidos nestes dois tipos de análise, foram desenhados a partir de leituras de deslocamentos realizadas nos mesmos pontos e no mesmo alinhamento vertical (identificado nas figuras) e que correspondem ao E. L. de Danos Significativos no *pushover* e para um nível de ação compatível nas análises dinâmicas. Os perfis de *drift* correspondentes às análises dinâmicas, representam a média dos *drifts* máximos obtidos para os dez sismos considerados.

Na Figura 188, Figura 189 e Figura 190 apresentam-se os perfis de *drift* dos edifícios PT4, PT6 e PT8, respetivamente. Em cada figura, estão representados os perfis de *drift* correspondentes aos edifícios PT_{BF}, PT_{FI}, PT_{WS} e PT_{ASS}, para as duas análises, *pushover* (a cinzento) e dinâmica (vermelho-escuro), nas direções x e y. Para uma análise mais pormenorizada dos perfis de *drift,* pode-se consultar o Anexo A5 desta tese, onde se apresentam, separadamente, os perfis de *drifts* para cada tipologia de edifícios estudados.

Com base na análise comparativa dos perfis de *drift*, verifica-se que as análises dinâmicas conseguem captar as irregularidades em altura, ao contrário das análises *pushover*, e conduzem a valores de *drift* máximos ligeiramente superiores. É principalmente nos edifícios PT_{BF} nas várias alturas estudadas e nos edifícios PT_{ASS} de seis e de oito pisos, que se verificam maiores valores de *drift* devido às

irregularidades em altura, que correspondem à mudança de secção dos pilares de dois em dois pisos. As análises dinâmicas permitem identificar maiores valores de *drift* nos pisos de mudança de secção dos pilares, talvez devido aos seguintes fatores: (i) a análise dinâmica tem em conta a deformação histerética da estrutura, enquanto o carregamento da estrutura na análise *pushover* acontece sempre no mesmo sentido e de forma monotónica; (ii) o facto de as análises dinâmicas terem em conta a contribuição de modos superiores de uma forma explícita (relevante nos pisos superiores); e (iii) devido ao facto da ação sísmica ser superior, uma vez que os espectros escolhidos, no geral, serem superiores ao espectro regulamentar.

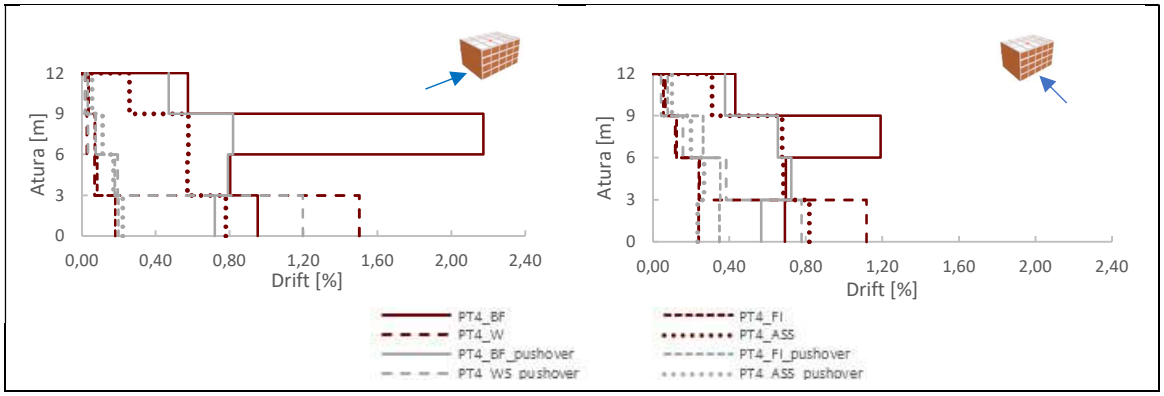


Figura 188 – Perfis de *drift* para os edifícios PT4 nas direções x e y - E.L.de Danos Significativos

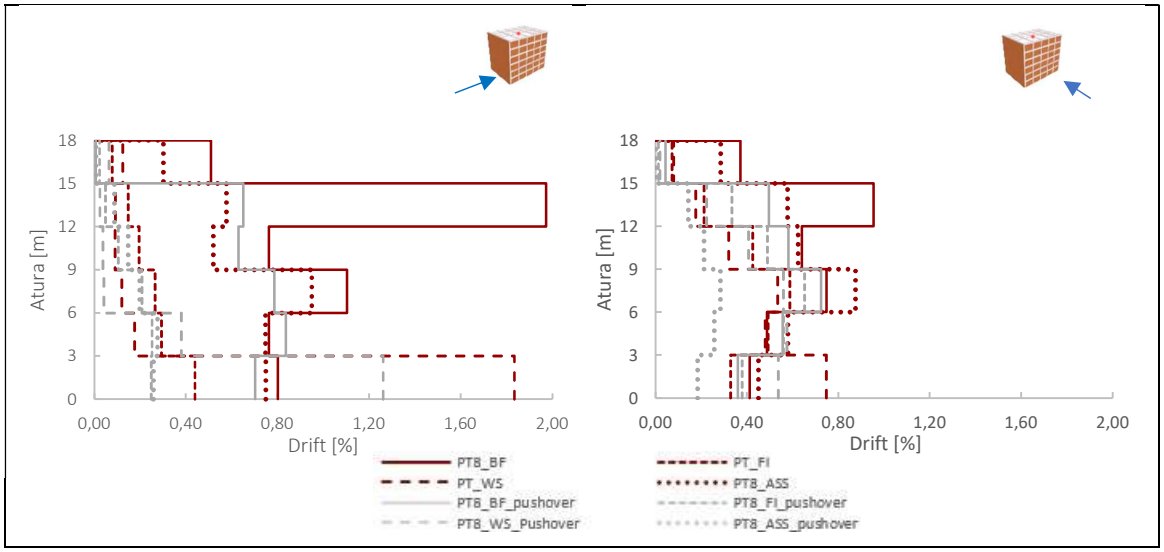


Figura 189 – Perfis de *drift* para os edifícios PT6 nas direções x e y - E.L.de Danos Significativos

Da análise geral dos perfis de *drift*, constata-se que a direção mais vulnerável é a direção x, pois é a direção onde ocorrem maiores valores de *drift* máximo, nomeadamente cerca do dobro para os edifícios PT4 e PT6 e 1.16 vezes superior nos edifícios PT8. Percebe-se também que, na direção x, os valores de *drift* máximo vão diminuindo à medida que a altura dos edifícios analisados vai

aumentando. Na direção y verifica-se o mesmo, com a exceção dos edifícios PT8 que apresentam *drift* máximo próximo dos edifícios PT4.

Nos edifícios sem paredes de enchimento, PT_{BF}, constata-se que, as análises dinâmicas conduzem a valores de *drifts* máximos ligeiramente superiores, relativamente às análises *pushover*, onde as grandes diferenças acontecem ao nível dos pisos onde se dá a variação de secção dos pilares. Os edifícios com paredes em toda a altura, PT_{FI}, são os que menos se deformam, dado que as paredes oferecem um aumento de rigidez global e distribuído de forma regular à estrutura. Nestes edifícios, os perfis de *drift* apresentam-se quase sobrepostos nas duas análises. Nos edifícios de rés-de-chão vazado, as análises dinâmicas apresentam derivas de piso ligeiramente inferiores, relativamente às análises *pushover*, com a exceção no primeiro piso, onde as análises dinâmicas apresentam sempre valores superiores confirmando-se o mecanismo de *soft story*. Também nas análises dinâmicas, os edifícios $PT6_{WS}$ e o $PT8_{WS}$, ambos na direção y, não apresentaram vulnerabilidades no primeiro piso, e curiosamente no edifício $PT8_{WS}$, foi a análise *pushover* que conduziu a maiores valores de perfis de *drift*, devido à inercia elevada das estruturas nessa direção. Nos edifícios PT_{ASS}, os *drifts* relativos às análises dinâmicas são entre 1.4 a 3 vezes superiores aos valores registados nas análises *pushover*. Confirma-se que para edifícios assimétricos, a análise *pushover* não é uma análise conservativa, uma vez que considera valores de *drift* bastante inferiores aos da análise dinâmica. Deve-se assim, nestes casos, realizar análises dinâmicas na análise da estrutura ao sismo.

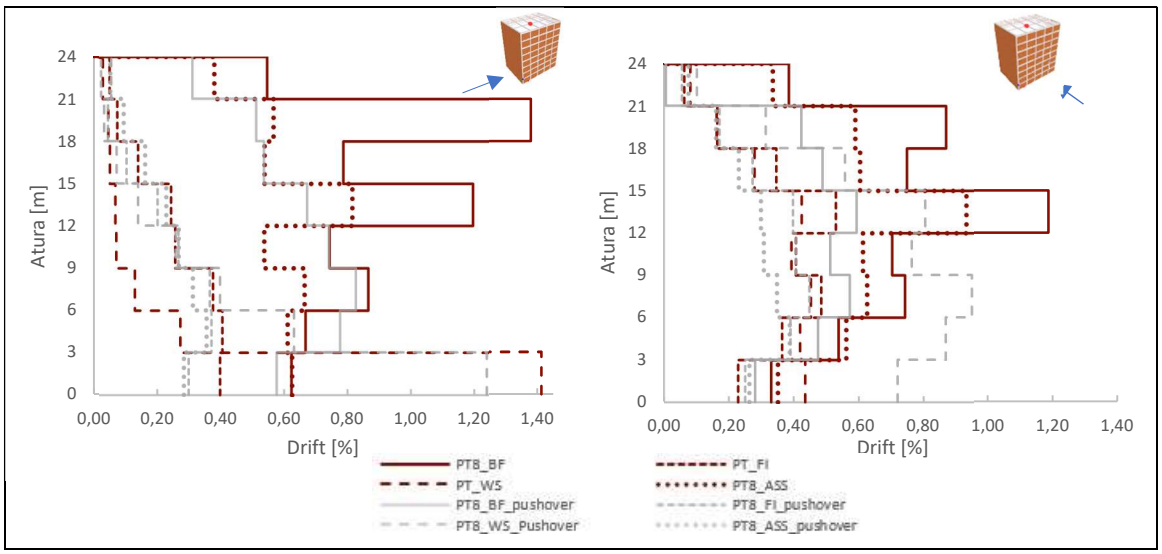


Figura 190 – Perfis de *drift* para os edifícios PT8 nas direções x e y - E.L.de Danos Significativos

7.8.2 ANÁLISE DE DESEMPENHO DOS EDIFÍCIOS

Nesta secção pretende-se analisar os resultados das análises dinâmicas, em termos de força máxima e de deslocamento máximo atingido sob ação de um determinado sismo. Nessas análises compara-se o ponto correspondente à força máxima e deslocamento máximo (média dos dez sismos) com o deslocamento alvo correspondente ao E. L. de Danos Significativos obtido na análise *pushover* adaptativa.

Para cada edifício estudado foram efetuadas dez análises dinâmicas correspondentes aos dez sismos reais que ocorreram na zona do mediterrâneo e que foram selecionados de acordo com o especificado no EC8 - parte 3, ver subcapítulo 6.8.2. Para cada análise dinâmica efetuada, desenharam-se sobre a curva de capacidade, os pontos correspondentes à força basal máxima e o respetivo deslocamento, ($F_{máx}$), os pontos referentes ao deslocamento máximo e a respetiva força basal ($d_{máx}$) e do respetivo edifício, obtendo assim um conjunto de pontos. Apresenta-se na Figura 192, Figura 193 e Figura 194, sobre a curva de capacidade de cada edifício estudado, o ponto correspondente aos deslocamento alvo para os E. L. de Danos Significativos da análise *pushover*, os dez pontos correspondentes à $F_{máx}$ (representados a vermelho), os dez pontos que representam o $d_{máx}$ (representados a verde) e o ponto $F_{máx}$ - $d_{máx}$ que corresponde ao valor médio obtido para os dez sismos (representado com um triângulo preto). Quando a $F_{máx}$ basal acontece no mesmo instante em que o edifício atinge o $d_{máx}$, os pontos apresentam-se sobrepostos e estão representados no gráfico à cor castanha. Normalmente, estes dois pontos não são coincidentes, já que na maioria dos casos analisados, a força basal máxima acontece pouco após o comportamento elástico da estrutura e o deslocamento máximo num estado mais avançado, quando a estrutura perde rigidez. A Figura 191 ilustra um exemplo onde se consegue verificar a perda de rigidez de uma estrutura (com paredes de alvenaria em toda a altura do edifício) no decorrer de uma análise dinâmica. Na figura apresenta-se uma curva histerética que representa a evolução da força de corte basal e do deslocamento medido num ponto localizado no topo de um dos edifícios estudados, o edifício $PT6_{FI}$, quando sujeito a uma análise dinâmica. Sobre essa curva desenhou-se a curva *pushover* desse edifício e assinalaram-se os pontos correspondentes à força basal máxima ($F_{máx}$) e o ponto correspondente ao deslocamento máximo ($d_{máx}$). É visível a degradação abrupta da rigidez da estrutura que se justifica pela rotura das paredes e percebe-se o porquê da não sobreposição do ponto $F_{máx}$ e do ponto $d_{máx}$, que ocorrem efetivamente em momentos distintos da ação sísmica. O edifício atinge a força máxima imediatamente antes da rotura das paredes e o deslocamento máximo surge após a estrutura sofrer perda de rigidez significativa e consequentemente maiores deslocamentos. A sobreposição dos pontos $F_{máx}$ e $d_{máx}$ normalmente acontece quando a estrutura, para um determinado sismo, atinge a força máxima em regime elástico.

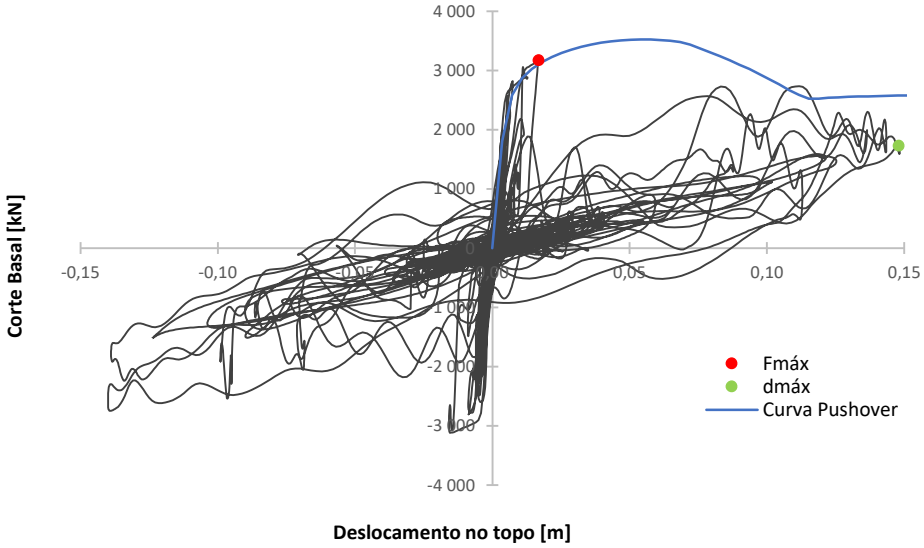


Figura 191 – Curva histerética no topo do edifício PT6_FI_Sismo6_x: Identificação do ponto de força máxima e de deslocamento máximo

Antes de se efetuar a análise dos resultados das análises dinâmicas, é conveniente fazer um conjunto de observações que poderão ajudar na interpretação da posição dos pontos $F_{máx}$ e $d_{máx}$ da estrutura relativamente à curva *pushover* e que se apresentam de seguida:

- Para considerar uma análise *pushover* segura, é importante que os pontos da análise dinâmica estejam próximos da sua curva de capacidade. A dispersão dos pontos é normal e tem a ver com a variabilidade das diferentes propriedades dos vários sismos utilizados nas análises dinâmicas, e.g., conteúdo de frequência, duração, entre outros. A dispersão está associada à variabilidade da ação sísmica;
- Alguns sismos utilizados nas análises, têm impulsos maiores no início, outros mais a meio da ação, o que significa que os momentos em que as estruturas atingem a $F_{máx}$ ou o $d_{máx}$, para os vários sismos, são naturalmente distintos, formando um conjunto de pontos em torno da curva *pushover*. Existe também o efeito da degradação cíclica, que numa análise *pushover* não se consegue medir, uma vez que o carregamento empurra a estrutura sempre no mesmo sentido. Numa análise dinâmica a ação sísmica provoca um movimento oscilatório da estrutura, captando, de uma forma mais realista, a degradação do betão, a cedência no aço e degradação dos painéis de enchimento, efeitos que são medidos de uma forma mais precisa nas análises dinâmicas;
- Quando a resposta de uma estrutura está essencialmente no domínio elástico, o que corresponde a um carregamento relativamente baixo, é espectável que que os pontos da análise dinâmica se situem praticamente sobre a curva *pushover*;

- Se a resposta da estrutura estiver mais próxima do regime não linear, maior é a probabilidade de haver dispersão, devido ao facto das análises *pushover* não terem em conta a degradação cíclica dos materiais e de não terem a contribuição dos modos superiores. Daí que as análises *pushover* sejam dadas como válidas e precisas em edifícios regulares e com um número de pisos não muito elevado. À medida que se vai introduzindo irregularidades, é natural que valores das análises dinâmicas se comecem a afastar dos valores do *pushover* e a haver uma maior dispersão;
- Nas análises dinâmicas não é comum ter valores muito superiores à curva de capacidade, uma vez que nas análises *pushover* todos pilares são solicitados em conjunto, já que a estrutura está a ser solicitada sempre no mesmo sentido;
- A localização dos pontos abaixo da curva de capacidade, pode ser devido a efeitos dinâmicos que levam a que o edifício sofra alguma torção e que não consiga colocar todos os pilares em carga máxima. Assim, quando um edifício sofre torção, os seus pilares podem estar a trabalhar em direções diferentes, o que resulta em forças de corte basal máximas mais baixas relativamente à análise *pushover*.

Na Tabela 52,Tabela 53 e Tabela 54 encontram-se resumidos, para os edifícios PT4, PT6 e PT8 respetivamente, os valores de força basal e respetivo deslocamento para o E. L. de Danos Significativos (análise *pushover*), os valores médios da força máxima e deslocamento máximo (análise dinâmica) e respetivos rácios. Nos gráficos ilustrados nas Figura 192, Figura 193 e Figura 194 estão apresentados os resultados das análises dinâmicas efetuadas nos vários edifícios PT4, PT6 e PT8, respetivamente. Para cada tipologia estudada, foram desenhados sobre a curva de capacidade, os pontos correspondentes à $F_{máx}$, $d_{máx}$, $F_{máx}$ - $d_{máx}$ (média dos dez sismos) e o ponto correspondente ao E. L. de Danos Significativos da análise *pushove*r adaptativa.

Com base na análise dos gráficos apresentados na Figura 192 e dos rácios apresentados na Tabela 52, tecem-se alguns comentários relativamente aos resultados das análises dinâmicas efetuadas nos vários edifícios PT4.

Analisando os pontos obtidos, pode-se observar que o edifício $PT4_{BF}$ apresenta uma dispersão reduzida e muito próxima da curva de capacidade, que é bastante aceitável, dada a variabilidade da ação sísmica. No edifício com paredes em toda a altura, $PT4_{FI}$, os pontos das várias análises dinâmicas surgem praticamente sobrepostos com a curva de capacidade nas duas direções, o que indica que a análise *pushover* adaptativa realizada consegue captar adequadamente a resposta da estrutura com as paredes em toda a altura. No edifício de rés-de-chão vazado, $PT4_{WS}$, os pontos correspondentes à $F_{máx}$ apresentam-se próximos da curva de capacidade da estrutura, mas verifica-se

que alguns pontos correspondentes ao $d_{máx}$ estão significativamente abaixo da curva de capacidade, o que indica uma perda de rigidez significativa da estrutura devido à degradação das paredes durante a ação sísmica. No edifício com distribuição assimétrica de paredes em planta, $PT4_{ASS}$, observa-se que, na direção y, a curva *pushover* não representa a resposta do edifício de forma adequada. Os pontos correspondentes às análises dinâmicas já se encontram com uma dispersão significativa e localizam-se no troço da curva de capacidade correspondente ao regime plástico da estrutura. Na direção x, verifica-se que a curva *pushover* representa adequadamente o comportamento da estrutura, dado que os pontos correspondentes à $F_{máx}$ acompanham a curva de capacidade. Já os pontos correspondentes ao $d_{máx}$, apresentam-se bem abaixo da curva de capacidade o que indica a existência de perda de rigidez da estrutura devido à degradação das paredes.

Segue-se a análise comparativa entre o ponto $F_{máx}$ - $d_{máx}$ (média dos dez sismos) e o ponto correspondente ao E.L. de Danos Significativos da análise *pushover*. Interessa sublinhar, que esta comparação de resultados é o que normalmente se faz na bibliografia, contudo é importante ressalvar que, para cada tipologia de edifício estudado, compara-se um ponto exato com um outro ponto que corresponde ao valor médio obtido nas dez análises dinâmicas, correspondentes aos dez sismos, que como se sabe, possuem uma grande variabilidade.

Tabela 52 – Valores de força basal e respetivo deslocamento para o E. L. de Danos Significativos (*pushover*), valores médios da força máxima e deslocamento máximo (análise dinâmica) e respetivos rácios - PT4

	Edifício	ANÁLISE (E.L.D.S) *PUSHOVER*		ANÁLISES DINÂMICAS		RÁCIOS	
		d [m]	F [kN]	$d_{máx}$ [m]	$F_{máx}$ [kN]	$\frac{d_{máx}}{d}$	$\frac{F_{máx}}{F}$
Direção x	PT4_BF	0.0850	1882.6	0.1175	1832.2	1.38	0.97
	PT4_FI	0.0148	2973.2	0.0100	2873.7	0.68	0.97
	PT4_WS	0.0432	2199.8	0.0475	2023.1	1.10	0.92
	PT4_ASS	0.0170	1988.3	0.0590	2434.8	3.48	1.22
Direção y	PT4_BF	0.0705	2507.7	0.0790	2669.2	1.12	1.06
	PT4_FI	0.0313	3149.5	0.0185	2744.6	0.59	0.87
	PT4_WS	0.0409	3074.9	0.0475	2774.6	1.16	0.90
	PT4_ASS	0.0239	2131.0	0.0690	3005.3	2.88	1.41

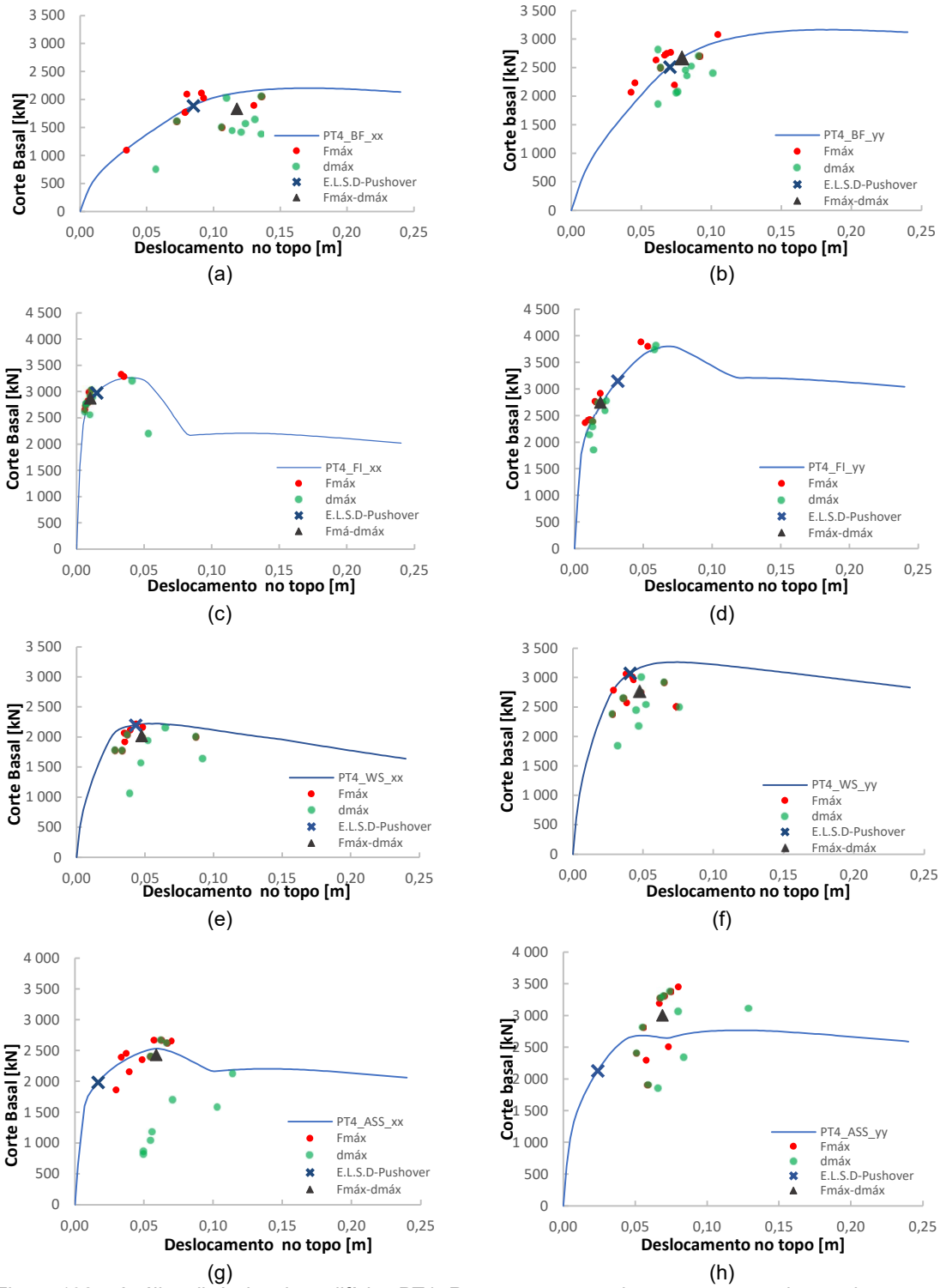


Figura 192 – Análise dinâmica dos edifícios PT4- Representação, sobre as curvas *pushover*, dos pontos correspondentes à força máxima ($F_{máx}$), deslocamento máximo ($d_{máx}$), ponto médio $F_{máx}$ - $d_{máx}$ e ponto correspondente ao E. L. Danos Significativos da análise *pushover*: (a) e (b) PT4_BF; (c) e (d) PT4_FI; (e) e (f) PT4_WS e (g) e (h) PT4_ASS

Com base nos rácios calculados na Tabela 52, verifica-se que os deslocamentos máximos médios obtidos nas análises dinâmicas, foram superiores aos obtidos nas análises *pushover* adaptativas em todos os edifícios, com a exceção do edifício com paredes de alvenaria de enchimento em toda a altura, em que o deslocamento médio foi cerca de 32% e 41% inferior, na direção x e y respetivamente. Foi nos edifícios $PT4_{ASS}$ que se verificou um maior do deslocamento máximo médio, cerca de 3.48 vezes (direção x) e 2.88 vezes (direção y) superior ao deslocamento correspondente ao E.L. de Danos Significativos na análise *pushover*. Esta diferença significativa, deve-se ao facto de a análise *pushover* adaptativa realizada não apresentar uma resposta adequada da estrutura.

Relativamente à $F_{máx}$ (média dos dez sismos), os valores obtidos nas análises dinâmicas apresentam-se ligeiramente inferiores à força basal máxima obtida na análise *pushover,* na ordem dos 3 a 13%. A exceção, mais uma vez, verifica-se no $PT4_{ASS}$, que apresenta valores 1.22 (direção x) e 1.41 (direção y) vezes superiores aos obtidos nas análises pushover, na direção x e y, respetivamente. Também o edifício $PT4_{BF}$ apresenta um valor de $F_{máx}$ média cerca de 6% superior na direção y.

Na Figura 193 e na Tabela 53, apresentam-se os resultados das análises dinâmicas efetuadas nos vários edifícios PT6. Relativamente ao conjunto de pontos $F_{máx}$ e $d_{máx}$ correspondentes às análises dinâmicas dos edifícios PT6, verifica-se que relativamente às curvas de capacidade, os pontos têm uma disposição semelhante às nuvens de pontos obtidas nas análises dinâmicas dos edifícios PT4. Assim nos edifícios $PT6_{BF}$, as nuvens de pontos $F_{máx}$ e $d_{máx}$ apresentam-se em torno da curva de capacidade da estrutura com alguma dispersão que se pode considerar normal, devido à variabilidade da ação sísmica. No edifício $PT6_{FI}$, direção x, a maioria dos pontos encontram-se muito concentrados ligeiramente acima do topo da respetiva curva *pushover*, enquanto na direção y, o conjunto de pontos já se verifica ligeiramente disperso em torno do troço ascendente da curva de capacidade. No edifício $PT6_{WS}$, verifica-se que na direção x, principalmente os pontos correspondentes aos $d_{máx}$ se apresentam sobrepostos sobre o topo máximo da curva *pushover*, já na direção y e à semelhança do que acontece no edifício PT4, os pontos correspondentes ao $F_{máx}$ surgem algo dispersos sobre e sob o troço ascendente da respetiva curva de capacidade. Relativamente ao edifício $PT6_{ASS}$, verifica-se que, na direção x os pontos correspondentes à $F_{máx}$ estão dispostos em torno do troço da curva pushover no patamar correspondente ao comportamento plástico da estrutura, indicando desta forma que, a curva *pushover* não representa a resposta da estrutura de forma adequada. Também na direção y, o comportamento da estrutura não é representado de forma adequada pela curva *pushover*, o conjunto de pontos localiza-se bastante disperso e afastada da curva de capacidade.

Em todos os gráficos apresentados, os pontos correspondentes ao $d_{máx}$ que se apresentam bem abaixo da curva de capacidade, indicam a existência de perda de rigidez da estrutura devido à cedência das armaduras nas extremidades dos pilares principalmente nos pisos onde se verifica uma redução de

secção nos pilares, e nos edifícios com paredes a perda de rigidez dos edifícios deve-se também à degradação das paredes.

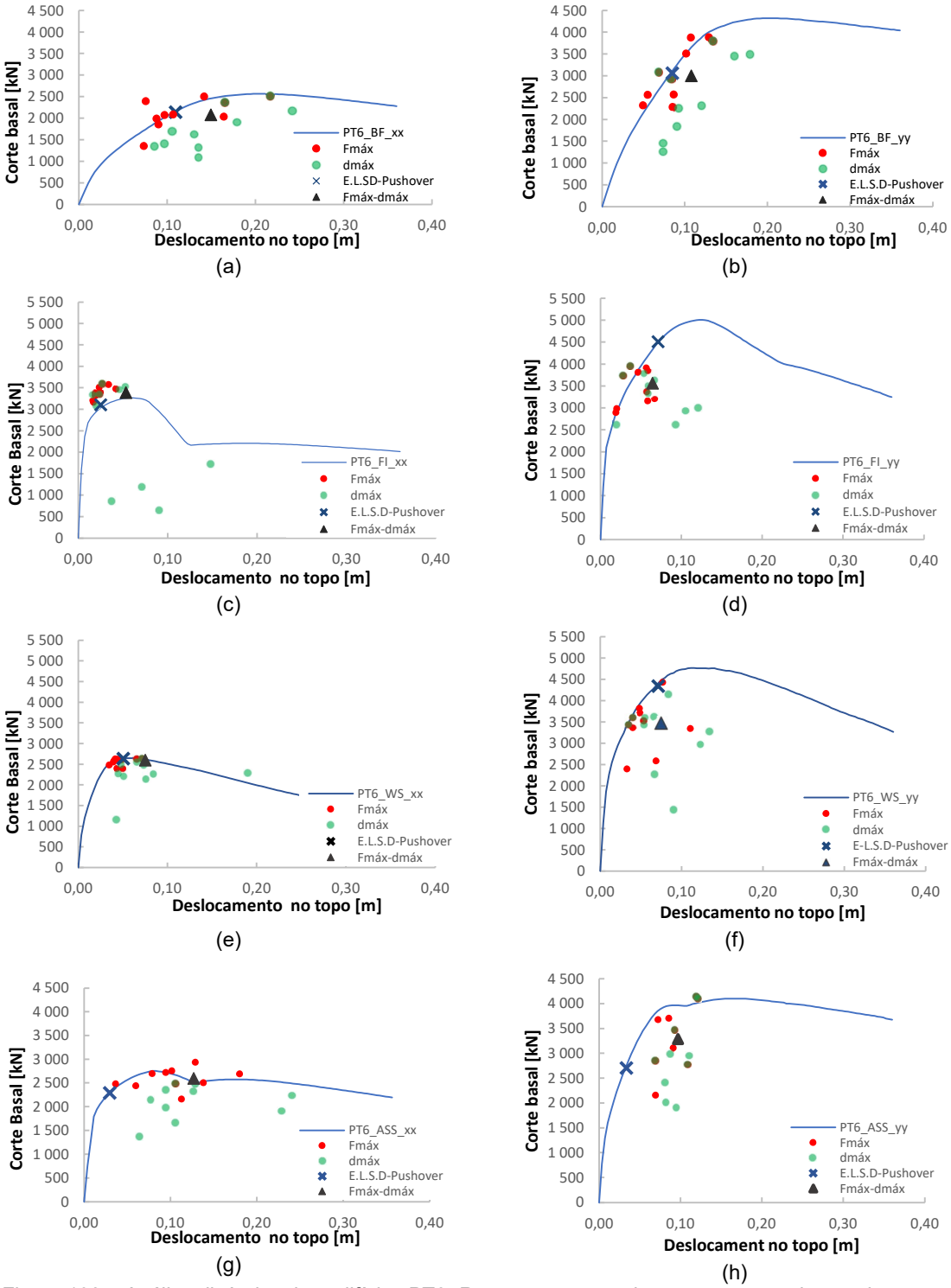


Figura 193 – Análise dinâmica dos edifícios PT6- Representação, sobre as curvas *pushover*, dos pontos correspondentes à força máxima ($F_{máx}$), deslocamento máximo ($d_{máx}$), ponto médio $F_{máx}$ - $d_{máx}$ e ponto correspondente ao E. L. Danos Significativos da análise *pushover*: (a) e (b) PT6_BF; (c) e (d) PT6_FI; (e) e (f) PT6_WS e (g) e (h) PT6_ASS

De seguida faz-se a análise comparativa entre o ponto $F_{máx}$ - $d_{máx}$ (média dos dez sismos) e o ponto correspondente ao E.L. de Danos Significativos da análise *pushover*. De acordo com os rácios apresentados na Tabela 53, verifica-se que os deslocamentos máximos médios obtidos nas análises dinâmicas, foram superiores aos obtidos nas análises *pushover* adaptativas em todos os edifícios, com a exceção do edifício $PT6_{FI}$, direção y, onde o deslocamento máximo médio foi cerca de 9 % inferior. À semelhança dos edifícios $PT4_{ASS}$, foram os edifícios $PT6_{ASS}$ que registaram maiores deslocamentos máximos nas análises dinâmicas, em média cerca de 4.27 e 2.89 vezes superior ao deslocamento correspondente ao E.L. de Danos Significativos na análise *pushover*, respetivamente na direção x e na direção y.

Em todos os edifícios PT6 analisados, o valor médio de $F_{máx}$ obtido a partir das análises dinâmicas (média dos dez sismos), apresenta-se ligeiramente inferior à força basal máxima, F, obtida na análise *pushover,* na ordem dos 3 a 21%. A exceção verifica-se do edifício $PT6_{FI}$, que apresenta um valor de $F_{máx}$ média cerca de 9% superior na direção y e como já era de se esperar, no edifício $PT6_{ASS}$, que apresenta valores 1.13 e 1.22 vezes superiores aos obtidos nas análises *pushover*, na direção x e y, respetivamente.

Tabela 53 – Valores de força basal e respetivo deslocamento para o E. L. de Danos Significativos (*pushover*), valores médios da força máxima e deslocamento máximo (análise dinâmica) e respetivos rácios – PT6

	Edifício	ANÁLISE (E.L.D.S)	*PUSHOVER*	ANÁLISES DINÂMICAS		RÁCIOS	
		d [m]	F [kN]	$d_{máx}$ [m]	$F_{máx}$ [kN]	$\frac{d_{máx}}{d}$	$\frac{F_{máx}}{F}$
Direção x	PT6_BF	0.1097	2140.8	0.1496	2078.1	1.36	0.97
	PT6_FI	0.0249	3100.3	0.0530	3389.5	2.13	1.09
	PT6_WS	0.0506	2637.7	0.0747	2598.5	1.48	0.99
	PT6_ASS	0.0297	2287.8	0.1269	2596.2	4.27	1.13
Direção y	PT6_BF	0.0847	3057.9	0.1074	3002.5	1.27	0.98
	PT6_FI	0.0709	4510.4	0.0643	3563.3	0.91	0.79
	PT6_WS	0.0710	4341.4	0.0748	3480.1	1.05	0.80
	PT6_ASS	0.0335	2702.4	0.0967	3287.5	2.89	1.22

Os resultados das análises dinâmicas efetuadas nos vários edifícios PT8 estão ilustrados na Tabela 54 e na Figura 194. Relativamente às nuvens de pontos $F_{máx}$ e $d_{máx}$ correspondentes às análises dinâmicas dos edifícios PT8, observa-se que apesar da estrutura possuir um número de pisos superior ao recomendado para a validade da aplicação da análise pushover, as análises *pushover* efetuadas

continuam a representar satisfatoriamente o comportamento dos edifícios PT8 relativamente à ação sísmica, com exceção do edifício com disposição assimétrica de paredes em planta, $PT8_{ASS.}$ A posição dos pontos $F_{máx}$ e $d_{máx}$ correspondentes às análises dinâmicas dos edifícios PT8 relativamente às curvas de capacidade, é semelhante à posição dos pontos obtidas nas análises dinâmicas dos edifícios PT4 e PT6, ainda que haja uma maior dispersão de pontos segundo a direção y.

No edifício $PT8_{BF}$, direção x, o conjunto de pontos $F_{máx}$ e $d_{máx}$ localiza-se ao longo da curva de capacidade da estrutura e apresenta uma dispersão natural. Na direção y, verifica-se uma maior quantidade de pontos correspondentes à $F_{máx}$ e também de $d_{máx}$ localizados mais abaixo da curva de capacidade, o que pode indicar que nesses casos as análises dinâmicas correspondentes os modos superiores começam a ter uma maior influência. À semelhança do edifício $PT6_{FI}$, também o edifício $PT8_{FI}$, na direção x apresenta a maioria dos pontos bastante concentrados numa zona imediatamente antes do topo da respetiva curva *pushover* e na direção y, os pontos correspondentes à Fmáx apresentam-se na sua maioria bastante concentrados quase sobre a curva de capacidade e os pontos correspondentes ao $d_{máx}$, localizam-se de forma dispersa bastante abaixo da curva *pushover*, o que pode indicar redução de rigidez devido à degradação das paredes de enchimento. Na direção x do edifício de rés-de-chão vazado, $PT8_{WS}$, os pontos estão, na sua maioria, horizontalmente concentrados ao nível do topo da curva de capacidade do edifício e na direção y, os pontos correspondentes à $F_{máx}$ encontram-se dispersamente localizados ao longo do troço ascendente da curva *pushover*. Relativamente ao edifício assimétrico, $PT8_{ASS}$, verifica-se que, tanto na direção x como na direção y, as curvas de capacidade obtidas a partir de análises *pushover* adaptativas, não conseguem captar a resposta da estrutura à ação sísmica, já que a localização dos pontos $F_{máx}$ e $d_{máx}$ não tem nada em comum com a curva *pushover*.

Em seguida, para cada tipo de edifício PT8 estudado, faz-se a análise comparativa entre o ponto correspondente ao E. L. de Danos Significativos da análise *pushover* e o ponto correspondente à força basal máxima e deslocamento máximo, $F_{máx}$ - $d_{máx}$, que corresponde à média dos valores obtidos nos dez sismos nas análises dinâmicas. Estes dois pontos encontram-se localizados sobre a respetiva curva *pushover* e podem ser visualizados na Figura 194.

Com base na Figura 194 e nos dados apresentados na Tabela 54, verifica-se que os deslocamentos máximos médios obtidos nas análises dinâmicas, foram superiores aos obtidos nas análises *pushover* adaptativas em todos os edifícios, com a exceção do edifício $PT8_{WS}$ onde o deslocamento máximo médio foi 10 % inferior. O edifício $PT8_{ASS}$ foi o que registou maiores deslocamentos máximos nas análises dinâmicas, cerca de 2.33 (direção x) e 2.16 vezes (direção y) superior aos valores dos deslocamentos obtidos na análise *pushover* para o E. L. de Danos Significativos.

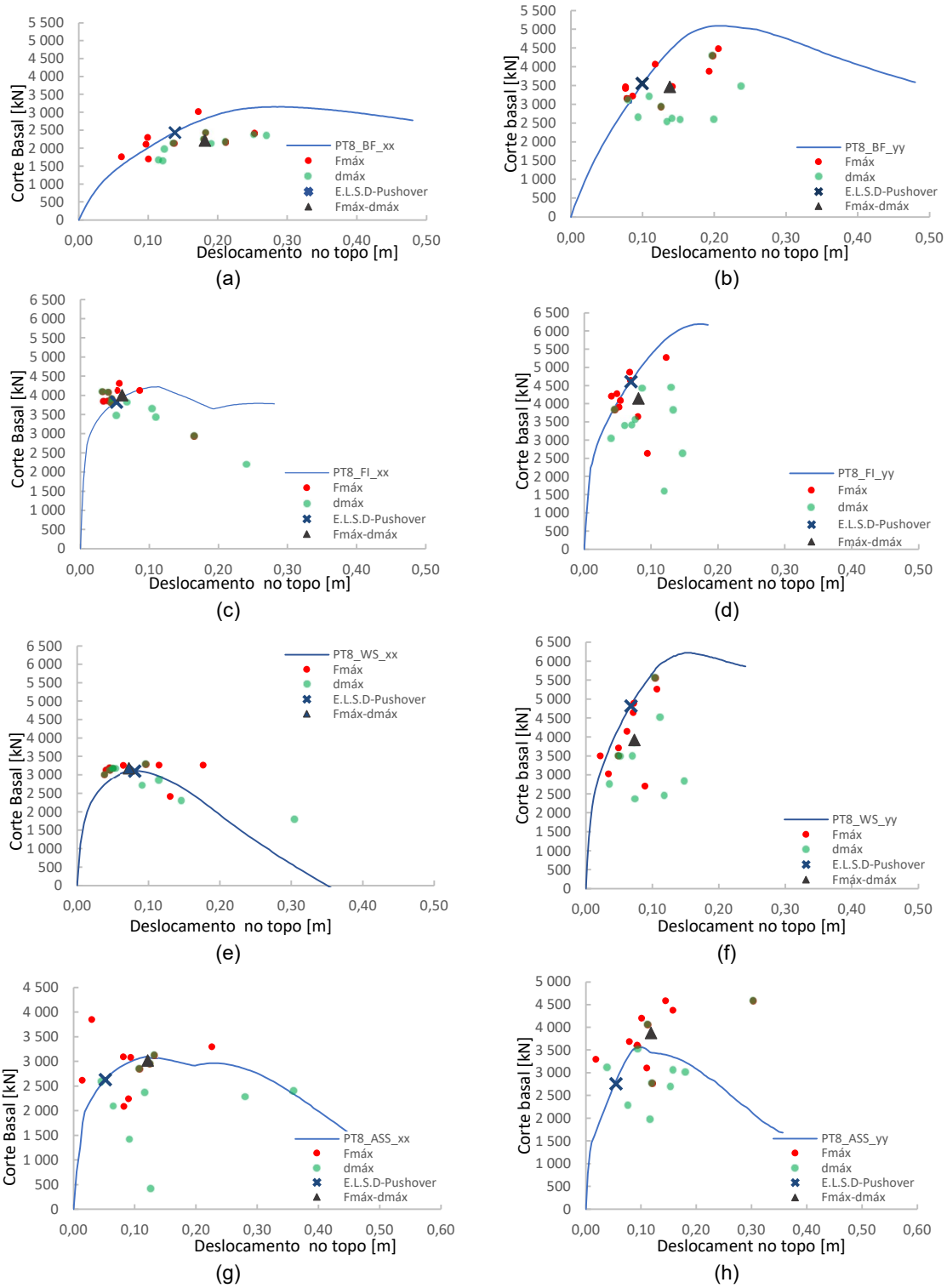


Figura 194 – Análise dinâmica Edifícios PT8- Representação, sobre as curvas *pushover*, dos pontos correspondentes à força máxima ($F_{máx}$), deslocamento máximo ($d_{máx}$), ponto médio $F_{máx}$ - $d_{máx}$ e ponto correspondente ao E. L. Danos Significativos da análise *pushover*:(a) e (b) PT8_BF; (c) e (d) PT8_FI; (e) e (f) PT8_WS e (g) e (h) PT8_ASS

Relativamente aos valores médios de $F_{máx}$ obtidos a partir das análises dinâmicas correspondentes aos dez sismos, apresentam-se, na direção x, ligeiramente superiores aos valores de força basal máxima obtidos na análise *pushover,* na ordem dos 3 a 15%. A exceção verifica-se do edifício $PT8_{BF}$, que apresenta um valor de $F_{máx}$ cerca de 9% inferior. Na direção y, os valores médios da $F_{máx}$ obtidos nas análises dinâmicas mostram-se ligeiramente inferiores aos valores da análise pushover, cerca de 3 a 11%. Mais uma vez, é no edifício com distribuição assimétrica de paredes, que os pontos $F_{máx}$-$d_{máx}$ das análises dinâmicas se distanciam mais dos pontos d-F correspondentes ao E.L.de Limitação de Danos calculado na análise *pushover* adaptativa.

Tabela 54 – Valores de força basal e respetivo deslocamento para o E. L. de Danos Significativos (*pushover*), valores médios da força máxima e deslocamento máximo (análise dinâmica) e respetivos rácios – PT8

	Edifício	ANÁLISE *PUSHOVER* (E.L.D.S)		ANÁLISES DINÂMICAS		RÁCIOS	
		d [m]	F [kN]	$d_{máx}$ [m]	$F_{máx}$ [kN]	$\frac{d_{máx}}{d}$	$\frac{F_{máx}}{F}$
Direção x	PT8_BF	0.1385	2426.0	0.1815	2209.9	1.31	0.91
	PT8_FI	0.0526	3823.8	0.0605	4003.4	1.15	1.05
	PT8_WS	0.0807	3104.6	0.0727	3184.6	0.90	1.03
	PT8_ASS	0.0519	2632.4	0.1210	3021.8	2.33	1.15
Direção y	PT8_BF	0.0992	3553.5	0.1375	3464.5	1.39	0.97
	PT8_FI	0.0703	4604.6	0.0815	4145.1	1.16	0.90
	PT8_WS	0.0679	4823.9	0.0732	3930.8	1.08	0.81
	PT8_ASS	0.0544	2764.2	0.1175	3881.1	2.16	1.40

7.8.3 EVOLUÇÃO DO DANO

Neste subcapítulo pretende-se analisar a evolução do dano ao longo das análises dinâmicas e comparar com a evolução do dano obtido nas análises *pushover* adaptativas, já descrita no subcapítulo 7.7.3. Para o efeito, foi escolhida para cada tipologia de edifício estudado, apenas a análise dinâmica que corresponde ao sismo que provocou maior deslocamento topo no ponto de controlo. Assim, para esse edifício, foram recolhidas imagens referentes ao primeiro instante em que pelo menos um elemento estrutural do edifício não verifica a segurança ao corte (*Shear*), à flexão (*Bending*), o primeiro elemento a sofrer cedência (*Yield*), registando-se a verificação da segurança

no final do sismo. As imagens recolhidas que ilustram a evolução do dano dos edifícios PT4, PT6 e PT8 estão apresentadas nas Figura 195, Figura 196 e Figura 197, respetivamente.

De seguida fazem-se análises comparativas em termos globais entre o dano das análises *pushover* e o dano das análises dinâmicas. Optou-se por não se fazer análises muito específicas, por exemplo o primeiro elemento a ceder nas várias tipologias de edifícios, já que cada sismo a atuar num determinado edifício, provocará um dano específico.

Com base nas imagens da Figura 195, verifica-se que o edifício sem paredes de alvenaria, $PT4_{BF}$, é o que apresenta, em altura, um maior número de elementos que atinge os estados limites definidos e o edifício com paredes de enchimento em toda a altura, $PT4_{FI}$, é o que apresenta um menor número de elementos em que foi atingido os estados limites de dano referidos, tendo as paredes de enchimento um efeito protetor da estrutura. Em todas as tipologias do edifício PT4, foi o primeiro piso que apresentou maiores fragilidades, tendo o edifício $PT4_{BF}$ apresentado também fragilidades no terceiro piso, onde ocorre uma redução da secção dos pilares.

Comparando as imagens de dano final para as várias tipologias do edifício PT4 (Figura 195) com as imagens de dano referentes ao E. L. de Danos Significativos da análise *pushover* (Figura 180), conclui-se que foram nas análises dinâmicas que se atingiram maiores danos na estrutura. O caso que mais se destaca é o edifício $PT4_{ASS}$, que para o nível de perigosidade sísmica de danos significativos, na análise *pushover* adaptativa não apresentou problemas de segurança ao nível das secções, enquanto na análise dinâmica, para o mesmo nível de perigosidade, se verificaram problemas de corte nos pilares do primeiro e segundo piso, rotura à flexão e cedência em pilares do primeiro piso. Importa que referir, no entanto, que esta análise foi apenas realizada para um sismo, em particular o sismo associado a uma maior deformação no topo do edifício, podendo existir outras distribuições dos elementos que não verificam a segurança nos restantes sismos.

Relativamente aos edifícios PT6 e de acordo com as imagens da Figura 196, verifica-se que é o edifício sem paredes de enchimento, $PT6_{BF,}$ que apresenta maior dano e o edifício com paredes em toda a altura, PT_{FI}, o que apresenta menor dano. No edifício sem paredes no rés-de-chão, comparado com o edifício sem paredes em toda a altura, verifica-se que fragilidade existente no rés-do-chão é agravada e que acima deste piso, as paredes mostram ter um efeito protetor da estrutura. Relativamente ao edifício $PT6_{ASS}$, o dano surge inicialmente nos elementos estruturais que não estão confinados pelas paredes de enchimento, progredindo depois de forma semelhante ao edifício $PT6_{FI}$. Analisando as imagens da Figura 196, percebe-se que todos os edifícios PT6, mostram fragilidades nos pisos onde existe redução de secção dos pilares (pisos ímpares) e verifica-se que a existência de paredes de enchimento atenua essas fragilidades.

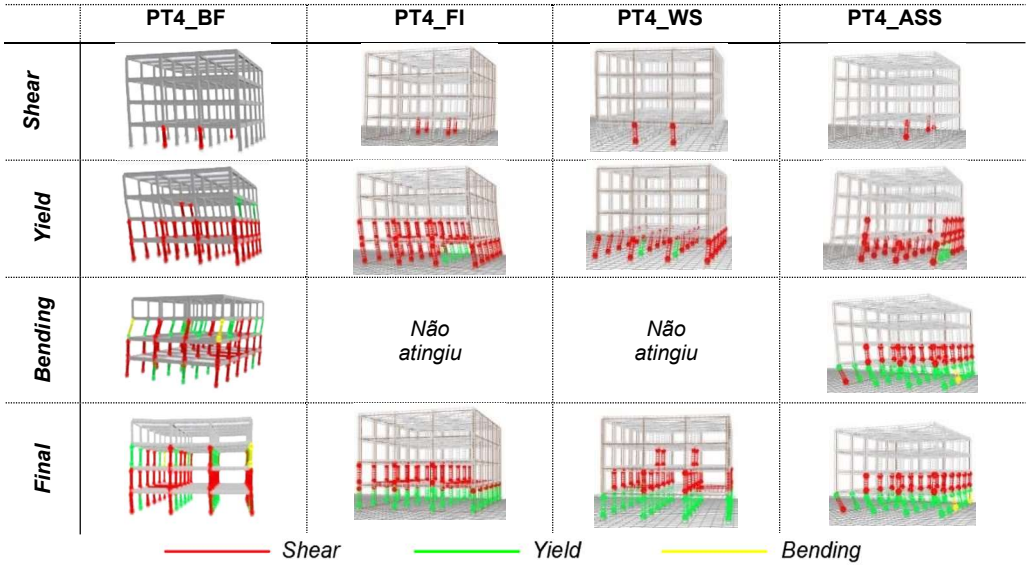


Figura 195 – Ilustração da evolução de dano do edifício quando ocorre o primeiro caso de não verificação de segurança ao nível das secções - edifício PT4

Ao observarmos as imagens correspondentes ao dano final, obtidas a partir das análises dinâmicas, dos edifícios PT6 (Figura 196) e as imagens de dano correspondentes ao deslocamento objetivo determinado para o E. L. de Danos Significativos (*Pushover* - ver Figura 182), verifica-se que para as análises dinâmicas escolhidas, os danos nas estruturas são bastante superiores aos danos verificados nas análises *pushover* adaptativas.

As conclusões retiradas da análise dos registos de danos dos edifícios PT4 e PT6, são válidas para os edifícios PT8.

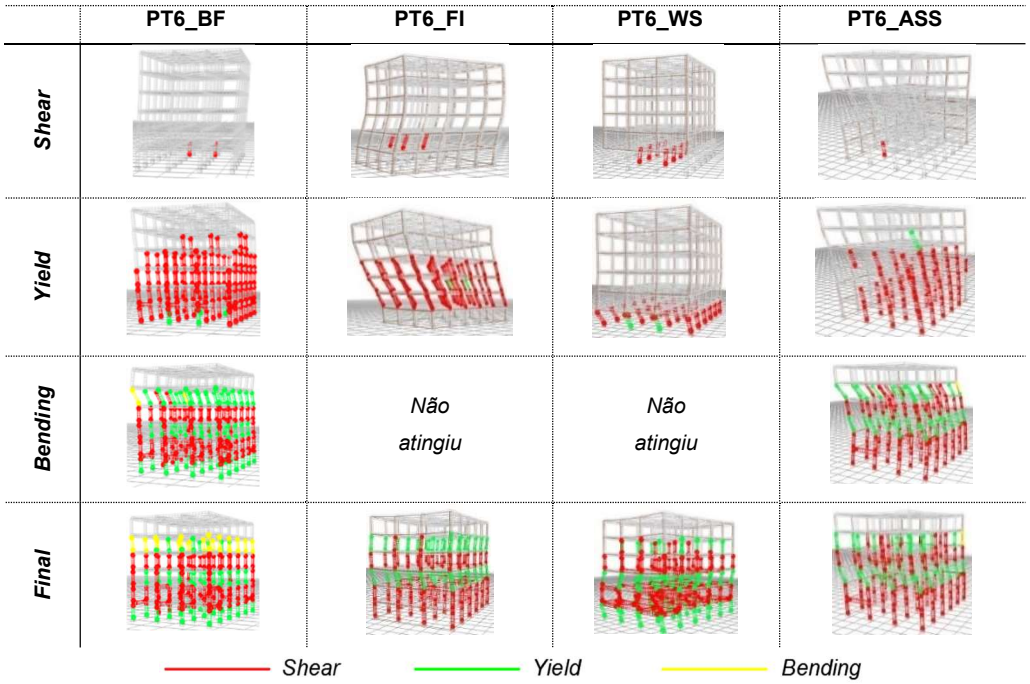


Figura 196 – Ilustração da evolução de dano do edifício quando ocorre o primeiro caso de não verificação de segurança ao nível das secções - edifício PT6

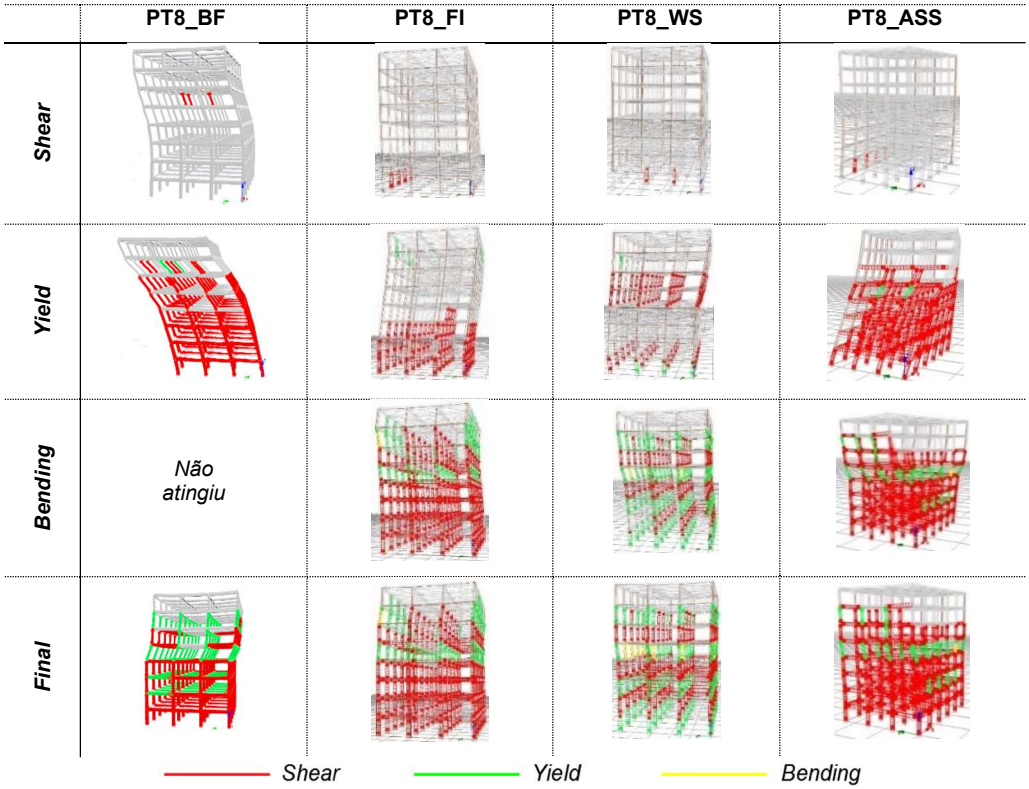


Figura 197 – Ilustração da evolução de dano do edifício quando ocorre o primeiro caso de não verificação de segurança ao nível das secções - edifício PT8

7.9 CONCLUSÕES

A presença de alvenarias alterou a configuração do primeiro modo de vibração nos edifícios PT_{FI} e PT_{ASS}. Os edifícios PT_{FI}, passaram a ter um modo translacional na direção y e os edifícios PT_{ASS}, um modo que associa a torção à translação nas direções x e y. Os edifícios PT_{WS}, mantêm a direção da configuração modal, mas as suas características dinâmicas foram alteradas, tendo-se verificado maiores deslocamentos ao nível do rés-de-chão, indicando um mecanismo do tipo *soft-story*.

A presença de alvenarias aumentou a frequência fundamental dos edifícios, relativamente aos valores verificados sem paredes de alvenaria: i) Edifício PT_{FI}: cerca de 2.6 vezes superior para o PT4, 1.6 vezes para o PT6 e 1.5 vezes para o PT8; ii) Edifício PT_{WS}: frequências 40% a 50% superiores; e iii) Edifícios PT_{ASS}: cerca de 15% superiores.

Para cada tipologia de edifício estudado, foi determinada a curva de capacidade e a partir dessas curvas, determinaram-se os valores de rigidez inicial da estrutura, corte basal máximo e deslocamento de cedência. No geral, a presença de alvenarias de enchimento conferiu uma maior rigidez à estrutura e consequentemente 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}:

i) Edifícios PT_{FI}:
   - 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;
   - 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;
   - Aumento da força de corte basal máxima entre 40 a 50% na direção x e cerca de 20% na direção y.

ii) Edifícios PT_{WS}:
   - 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 $PT8_{WS}$;
   - O valor de corte basal máximo não apresenta aumentos significativos na direção x, sendo cerca de 10 a 20% superior na direção y.

iii) Edifícios PT_{ASS}:
   - A rigidez inicial é 3.8 a 4.2 vezes superior na direção x e 3.7 vezes superior na direção y;
   - O deslocamento de cedência sofreu uma redução de 75% na direção x e de cerca 60% na direção y;
   - O valor de corte basal sofreu um acréscimo de 10 a 20% na direção x e diminuiu 10 a 30% na direção y.

Os perfis de *drift* foram desenhados a partir da leitura dos deslocamentos relativos em cada piso, sempre no mesmo alinhamento vertical e para o nível de perigosidade sísmica médio, que correspondente ao E. L. de Danos Significativos. Da análise desses perfis, podem-se retirar as seguintes conclusões:

- Verifica-se a ocorrência do mecanismo *soft-storey* ao nível do 1º piso nos edifícios PT_{WS}, excetuando o edifício $PT6_{WS}$ e $PT8_{WS}$, ambos na direção y, que se pode justificar com a elevada inércia da estrutura nessa direção;

- Os deslocamentos e os perfis de *drift* apresentados são distribuídos em altura, não mostrando fragilidades devido à mudança de secção dos pilares que ocorre de dois em dois pisos;
- Com a exceção dos valores de *drift* verificados no 1º piso, são os edifícios PT_{BF} que registam uma maior envolvente de deslocamentos, excetuando o edifício $PT8_{ASS}$, na direção y;
- Os edifícios que registam menores deslocamentos são os edifícios PT_{ASS}, sendo igualados pelos edifícios PT_{FI}, apenas na direção x.

Sobre as curvas de capacidade foram determinados os pontos de desempenho correspondentes a três estados limites: limitação de danos (DL), danos severos (SD) e colapso eminente (SD). Para avaliar a segurança da estrutura da ação sísmica, de acordo com o EC8 – 3, foram assinalados sobre a curva de capacidade os pontos correspondentes aos momentos que a partir dos quais, pelo menos um elemento da estrutura não verifica a resistência ao corte (*Shear*), à flexão (*Bending*) e a cedência (*Yield*). Foram recolhidas imagens ilustrativas do dano aquando da análise da posição dos pontos na curva *pushover* e teceram-se as seguintes conclusões:

- Para uma ação sísmica compatível com o 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 uma ação sísmica compatível com o E. L. de Limitação de Danos, 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.

Compararam-se os perfis de *drift* máximos obtidos a partir das análises dinâmicas (média dos 10 sismos) com os perfis de *drift* obtidos nas respetivas análises *pushover*, determinados para uma intensidade sísmica correspondente ao E. L. de Danos Significativos. Com base nessa análise comparativa, conclui-se o seguinte:

i) As análises dinâmicas conseguem captar as irregularidades em altura (devido à redução de secção dos pilares). Tal facto não se verifica nos perfis de *drift* das análises *pushover*, talvez porque as análises dinâmicas tenham em conta: (i) a deformação cíclica da estrutura; (ii)

contribuição dos modos superiores de uma forma explícita, que se tornam relevantes nos pisos superiores; (iii) ação sísmica considerada ser superior, uma vez que os espectros de resposta escolhidos são, no geral, superiores ao espectro regulamentar;

ii) Verifica-se que, no geral, os perfis de *drift* obtidos nas análises dinâmicas estão muito próximos dos perfis de *drift* obtidos nas respetivas análises *pushover*, havendo algumas variâncias e anotações que se apresentam de seguida:
   - Nos edifícios PT_{BF}, os perfis de *drift* nos pisos onde existe redução de secção dos pilares, são significativamente superiores;
   - Os edifícios PT_{FI}, são os que apresentam menores perfis de *drift*, uma vez que as paredes oferecem um confinamento adicional à estrutura;
   - Nos edifícios PT_{WS}, no geral, identificam-se valores de perfis de *drift* bastante superiores no 1º piso, confirmando e evidenciando o mecanismo de soft story. Nos restantes pisos, as análises dinâmicas conduzem a derivas de piso ligeiramente inferiores, relativamente às análises *pushover*;
   - Nos edifícios PT_{ASS}, os perfis de *drift* máximos obtidos nas análises dinâmicas são francamente superiores aos obtidos nas análises *pushover*, cerca de 1,3 a 3 vezes maiores.

Para cada tipologia de edifícios estudados, foram desenhados sobre a respetiva curva de capacidade, os pontos correspondentes à $F_{máx}$, $d_{máx}$, $F_{máx}$ - $d_{máx}$ (média dos 10 sismos) e o ponto F-d correspondente ao E. L. de Danos Significativos da análise *pushover*.

Com base na análise gráfica da posição dos pontos $F_{máx}$ e $d_{máx}$ relativamente à curva *pushover* podem-se tirar as seguintes conclusões:

- Edifícios PT_{BF}: O conjunto de pontos apresentam uma dispersão natural próxima da curva de capacidade, o que indica que as análises *pushover* representam adequadamente o comportamento dos edifícios. Apenas no edifício $PT8_{BF}$ se verifica que os pontos $F_{máx}$ e $d_{máx}$ se apresentam, com uma maior dispersão, abaixo da curva de capacidade, o que pode indicar que nas análises dinâmicas, os modos superiores começam a ter mais influência;
- Edifícios PT_{FI}: No geral, as análises *pushover* conseguem captar a resposta da estrutura dos edifícios com paredes de enchimento em toda a altura, visto que os pontos surgem praticamente sobrepostos com as respetivas curvas *pushover*. Nos edifícios $PT6_{FI}$ e $PT8_{FI}$ e apenas na direção y, verifica-se uma maior dispersão dos pontos correspondente ao $d_{máx}$, que se localizam, de uma forma dispersa, abaixo da curva de capacidade, indiciando perda de rigidez da estrutura devido à degradação das paredes de enchimento;

- Edifícios PT_{WS}: No geral, os pontos correspondentes à $F_{máx}$, apresentam-se próximos da curva de capacidade e alguns pontos $d_{máx}$ localizam-se bastante abaixo da curva *pushover*, o que indicia perda de rigidez significativa da estrutura devido à degradação das paredes de enchimento e da estrutura durante a ação sísmica. Nos edifícios $PT6_{WS}$ e $PT8_{WS}$, direção y, os pontos $F_{máx}$ encontram-se ligeiramente dispersos sobre o troço ascendente da curva *pushover* e os pontos d_{max} significativamente abaixo da curva *pushover*.
- Edifícios PT_{ASS}: As curvas *pushover* representam adequadamente o comportamento do edifício $PT4_{ASS}$ e $PT6_{ASS}$, mas apenas na direção x. O mesmo não se pode concluir na direção y, já que os pontos correspondentes às análises dinâmicas, se apresentam bastante afastados da curva de capacidade e localizados na zona de comportamento plástico da estrutura. Relativamente ao edifício $PT8_{ASS}$, as curvas não conseguem captar de todo a resposta da estrutura à ação sísmica, visto que os pontos $F_{máx}$ e $d_{máx}$ não têm nada em comum com as respetivas curvas *pushover*.

Relativamente à comparação do ponto $F_{máx}$ - $d_{máx}$ (valor médio dos 10 sismos) da análise dinâmica com o ponto F-d correspondente ao deslocamento alvo obtido para um nível sísmico médio (E. L. de Danos Significativos), pode-se concluir que, no geral, são as análises dinâmicas que apresentam valores maiores de $d_{máx}$. A exceção acontece no edifício $PT4_{FI}$, direção x, nos edifícios $PT6_{FI}$ e também no edifício $PT8_{WS}$, na direção x. Já a nível de $F_{máx}$, são as análises *pushover* que apresentam, no geral, valores ligeiramente superiores, sendo os edifícios PT_{ASS} a exceção, que apresentam valores de $F_{máx}$ inferiores aos obtidos nas análises dinâmicas.

Relativamente à evolução do dano, faz-se um resumo da análise para as várias tipologias de edifício estudados, e que se verificam independentemente da altura do edifício: (i) Os edifícios PT_{BF} são os que apresentam maior dano; (ii) Os edifícios PT_{FI} os que apresentam menor dano; (iii) Nos edifícios PT_{WS}, a ausência de paredes no rés-de-chão cria maiores fragilidades nos pilares desse piso (corte e cedência), fruto da grande variação de inércia entre o primeiro piso e o segundo piso. A existência de paredes nos restantes pisos, acaba por oferecer um maior confinamento à estrutura, uma maior proteção e consequentemente danos mais controlados; (iv) Os edifícios PT_{ASS}, mostram que a existência de paredes de enchimento, ainda que de forma assimétrica, contribuem para o aumento do momento de inércia do edifício e consequentemente para uma diminuição do dano relativamente ao edifício sem paredes; (v) Conclui-se que para todas as tipologias de edifícios aqui estuados (PT4, PT6 e PT8), as imagens de dano registam a existência de fragilidades nos pisos onde existe redução de secção dos pilares e percebe-se que a existência de paredes de enchimento atenua essas fragilidades; (iv) Na comparação entre o dano das análises *pushover* com o dano das análises dinâmicas, conclui-se que as análises dinâmicas apresentam danos estruturais muito superiores,

talvez devido ao efeito da degradação cíclica da estrutura que não é tida em conta nas análises *pushove*r.

8

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

8.1 CONCLUSÕES

O trabalho desenvolvido nesta tese teve como objetivo principal analisar a influência das paredes de alvenaria de blocos termoacústicos no comportamento sísmico de edifícios porticados de betão armado. Para o atingir foi definido um plano de trabalhos que compreendeu campanhas experimentais e numéricas.

As campanhas experimentais visaram fundamentalmente: i) caracterizar as propriedades mecânicas e desempenho estrutural das alvenarias de blocos termoacústicos e dos seus constituintes; ii) caracterizar experimentalmente o comportamento para fora do plano, com e sem dano prévio, de painéis de alvenaria de blocos termoacústicos à escala real, preenchendo um pórtico de betão armado.

A partir dos resultados destas campanhas experimentais foi possível calibrar um macro-modelo simplificado, utilizado num estudo paramétrico visando a avaliação do impacto das paredes de alvenaria de blocos termoacústicos no comportamento sísmico de edifícios de betão armado, através de análises numéricas.

Da extensa campanha experimental em muretes de alvenaria de enchimento de blocos termoacústicos de betão leve e de furação vertical foi possível caracterizar as principais propriedades mecânicas e o desempenho estrutural deste tipo de paredes de enchimento. Nos ensaios de compressão verificou-se um comportamento frágil, marcado pelo esmagamento parcial dos blocos nas zonas junto aos apoios, sem destacamento de material ou esmagamento da argamassa de assentamento e sem perda de estabilidade global. Os ensaios de caracterização de propriedades mecânicas da alvenaria permitem concluir que estas paredes apresentam maior rigidez (módulo de elasticidade), apesar de exibirem menor resistência ao corte e idêntica resistência à compressão e flexão que as paredes de alvenaria de tijolo cerâmico tradicionais.

Da segunda campanha experimental (em painéis de alvenaria de blocos termoacústicos de betão leve preenchendo um pórtico de betão armado, à escala real), destaca-se que:

- A existência de dano prévio não reduziu a capacidade de deslocamento para fora-do-plano correspondente ao aparecimento da primeira fissura, ao pico de carga e na rotura convencional. Pode-se concluir assim que a existência de dano prévio, por solicitação no plano da parede, não afeta a resistência na direção para fora-do-plano do painel, mas reduz a sua capacidade de dissipação de energia em 50%;
- A solução reforçada não apresentou uma melhoria significativa em todos os parâmetros analisados, mesmo utilizando uma malha de fibras de vidro de alta resistência à tração. Os

resultados permitem concluir sobre a reduzida eficácia do reforço deste tipo de alvenaria relativamente à resistência para fora-do-plano e à capacidade de dissipação de energia.

Foi ainda realizada uma análise comparativa entre os resultados obtidos nesta campanha experimental e os resultados obtidos em ensaios semelhantes realizados com paredes de tijolos cerâmicos de furação horizontal com 150 mm e 110 mm de espessura. Assim, verificou-se que as paredes de blocos termoacústicos com dano prévio no plano desenvolvem a primeira fissura mais cedo, atingem a rotura convencional para níveis de deslocamento maiores e apresentam valores de carga de pico significativamente superiores. Analisando em termos de coeficiente sísmico, verificou-se que as paredes construídas com blocos de betão leve também alçaram melhores resultados, revelando-se menos vulneráveis a carregamentos para fora do plano quando comparadas com os demais painéis construídos com tijolos cerâmicos de furação horizontal.

Dos ensaios de caracterização dinâmica por vibração ambiental, destacam-se os seguintes resultados:

- a existência de dano prévio no plano provocou uma redução nas frequências para fora-do-plano;
- o valor da frequência natural dos painéis diminui com o aumento da diagonal do painel e para um valor de diagonal similar, o valor da frequência natural diminui com a redução de bordos restringidos*;*
- face à limitada amostra disponível será necessário realizar mais estudos que permitam perceber a influência da esbelteza e da existência de aberturas.

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

- Verificou-se que a presença deste tipo de alvenarias 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;
- Comparando os perfis de *drift* máximos obtidos a partir das análises *pushover* (correspondente ao E. L. de Danos Significativos) e as análises dinâmicas, observa-se que os perfis de *drift* máximos obtidos através dos dois tipos de análise, são semelhantes na generalidade dos casos, com a exceção de:

i) nos edifícios sem paredes de alvenaria, apenas as análises dinâmicas conseguiram captar as irregularidades em altura devido à redução de secção dos pilares;
ii) nos edifícios com rés-de-chão vazado, as análises dinâmicas confirmam o mecanismo de soft story já identificado através das análises *pushover*, com valores de drift superiores ao nível do 1º piso;
iii) nos edifícios com distribuição assimétrica de paredes de alvenaria de fachada, verifica-se que as análises dinâmicas conduzem a perfis de *drift* bastante superiores aos obtidos nas análises *pushover* (nos edifícios com paredes em toda a altura, ambas as análises indicam perfis de *drift* bastante semelhantes);

- A partir da análise gráfica da posição dos pontos correspondentes à $F_{máx}$ e aos pontos correspondentes ao $d_{máx}$ (análises dinâmicas) relativamente à respetiva curva *pushover*, pode-se afirmar que as análises *pushover* representam adequadamente o comportamento dos edifícios sem paredes de enchimento, assim como os edifícios com paredes em toda a altura, verificando-se maiores dispersões dos pontos $d_{máx}$ à medida que aumenta a altura dos edifícios, localizados normalmente abaixo da curva de capacidade. Nos edifícios com rés-de-chão vazado, embora os pontos $F_{máx}$ se encontrem mais dispersos sobre o troço ascendente da curva *pushover*, esta ainda consegue captar o comportamento da estrutura. Já nos edifícios com distribuição assimétrica de paredes, as curvas de capacidade não conseguem captar o comportamento da estrutura à ação sísmica, principalmente nos edifícios PT6 e PT8;
- Comparando o ponto $F_{máx}$-$d_{máx}$ e o ponto F-d correspondente ao nível sísmico médio (E. L. de Danos Significativos), verifica-se que, no geral, as análises dinâmicas levam a valores de corte basal máximo ligeiramente inferiores – os edifícios com distribuição assimétrica de paredes são uma exceção, reforçando a conclusão das análises *pushover* não serem recomendadas para análise de estruturas com assimetrias em planta.

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.

Conclui-se ainda que a utilização de análises *pushover* adaptativas são adequadas para a avaliação na generalidade das estruturas porticadas de betão armado regulares em planta até 8 pisos, exceto no caso de edifícios com disposição assimétrica de paredes de enchimento de fachada, situação na qual se exigirá a utilização de análises dinâmicas não lineares, independentemente da altura dos edifícios.

Os modelos utilizados neste trabalho mostraram a sua adequação à simulação numérica de estruturas porticadas de betão armado preenchidas com blocos de alvenaria de betão leve termoacústicos.

8.2 PROPOSTA DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O presente trabalho veio contribuir para o conhecimento da influência que as diferentes soluções de paredes de enchimento têm no comportamento das estruturas de betão armado. Contudo ao longo do mesmo identificaram-se um conjunto de aspetos que se justifica serem aprofundados, ou alargados a outras soluções, com outro tipo de blocos e de outros fabricantes, de modo a alargar a base de dados que permita consolidar conclusões. Neste enquadramento apresentam-se de seguida alguns tópicos de pesquisa futura:

- Realizar ensaios de corte direto para caracterização da interface entre o bloco e a argamassa, para ajudar na calibração dos macro modelos utilizados na modelação numérica das paredes de alvenaria de enchimento;
- Novas campanhas experimentais de caracterização mecânica de muretes de alvenarias construídos com outras unidades de alvenaria com características térmicas ou termoacústicas melhoradas, com blocos de betão leve e com tijolos cerâmicos de furação vertical, que também são bastante comuns nas novas construções;
- Alargar a campanha de ensaios de vibração ambiental *in situ* em painéis de alvenaria com as mesmas propriedades geométricas das paredes testadas no capítulo 5 para validar as conclusões aí retiradas, mas também devem ser incorporadas novas variáveis, como por exemplo, outras características geométricas, diferentes condições de apoio e diferentes tipos de aberturas. Pretende-se com estes ensaios, retirar conclusões sólidas sobre a influência de cada variável nas frequências fundamentais da parede na direção perpendicular ao plano. Estes planos de ensaio estendem-se a paredes de alvenaria constituídas com outros blocos ou tijolos cerâmicos de furação vertical, com características térmicas melhoradas;
- De modo a reduzir o grau de incerteza relativo às conclusões retiradas no capítulo 4 sobre o comportamento para fora-do-plano de paredes de enchimento construídas à escala real, deverão realizar-se mais ensaios nas mesmas condições dos anteriores e seria também importante analisar-se novas variáveis, nomeadamente: i) diferentes condições de apoio; ii) diferentes níveis de dano prévio; e iii) incluir aberturas no painel com diferentes aberturas e diferentes localizações para avaliar de que forma a área da abertura e a sua localização influência o comportamento do painel. Executar os mesmos ensaios sobre painéis constituídos com outros blocos de betão e tijolos cerâmicos de furação vertical, que apresentem características térmicas melhoradas;
- Realizar ensaios completos de caracterização do comportamento no plano de paredes construídas à escala real, com o objetivo de calibrar o modelo numérico simplificado.

Para melhor entender a influência de novas soluções de alvenaria de enchimento no comportamento das estruturas de betão armado, seria interessante realizar as análises numéricas apresentadas no capítulo 7, com outros tipos de paredes de enchimento, por exemplo com paredes construídas com tijolos cerâmicos de furação horizontal, para perceber se a introdução das novas unidades de alvenaria introduzem alterações significativas no dimensionamento estrutural; e com paredes constituídas por outros tipos de unidades de alvenaria com características térmicas melhoradas.

BIBLIOGRAFIA

ACI 549.4R (2013) *Guide to design and construction of externally bonded Fabric-Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) systems for*. Farmington Hills.

Amato, A.G., Fossetti, M., Cavaleri, L. and Papia, M. (2009) 'An updated model of equivalent diagonal strut for infill panels', in *Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop*. Doppiavoce, Napoli, Italy, pp. 119–128.

Amorim, E., Raimundo, D., Delgado, M., Mário, D., Lage, A. and Marques, A. (2012) *Desempenho Sísmico de Edifícios de Betão Armado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

AmorimCorkInsulation (no date) *Fachada Ventilada, Aplicações - Amorim Cork Insulation*. Available at: https://www.amorimcorkinsulation.com/aplicacoes/Fachada-Ventilada/146/.

Angel, R. (1994) 'Behavior of Reinforced Concrete Frames With Masonry Infills', *Civil Engineering Studies*, 16509(589), p. 183.

Arêde, A., Furtado, A., Melo, J., Rodrigues, H., Varum, H. and Pinto, N. (2017) 'Challenges and main features on quasi-static cyclic out-of-plane tests of full-scale infill masonry walls', in *International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*, pp. 373–388. doi:10.7414/7aese.T2.156.

ARTEBEL (2008) 'Termoacústico® Ficha Técnica'. Available at: www.artebel.pt.

ASCE (2000) *Prestandard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings*. Reston, Virginia: FEMA.

Asteris, P.G., Antoniou, S.T., Sophianopoulos, D.S. and Chrysostomou, C.Z. (2011) 'Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art', *Journal of Structural Engineering*, 137(12), pp. 1508–1517. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000384.

ASTM E 519-02 (2002) 'Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages', *American Society for Testing Materials*, p. 5.

Bell, D. and Davidson, B. (2001) 'Evaluation of Earthquake Risk Buildings with Masonry Infill Panels', in. NZSEE 2001 Conference.

Borges, A.S. (2006) *Identificação das Tipologias de Paredes de Alvenaria de Enchimento e Contribuição para a Sua Caracterização Mecânica*, *Dissertação de Mestrado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Caraslindas, F.N.P. (2010) *Verificação da Segurança Sísmica em Edifícios Existentes de Betão Armado de Acordo com o Eurocódigo 8 Parte 3*, *Dissertação de Mestrado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Carvalho, E. and Coelho, E. (1984) *Análise Sísmica de estruturas de edifícios segundo a nova regulamentação-Análise Estrutural de um conjunto de 22 edifícios vol. II*. Lisboa.

Cavaleri, L., Papia, M., Macaluso, G., Di Trapani, F. and Colajanni, P. (2014) 'Definition of diagonal Poisson's ratio and elastic modulus for infill masonry walls', *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 47(1–2), pp. 239–262. doi:10.1617/s11527-013-0058-9.

Chrysostomou, C.Z., Gergely, P. and Abel, J.F. (2002) 'A six-strut model for nonlinear dynamic analysis of steel infilled frames', *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 02(03), pp. 335–353. doi:10.1142/S0219455402000567.

Costa, A.C.V. (2012) *Reforço Sísmico de paredes portantes de alvenaria. Caracterização*

experimental de soluções variantes de reboco armado., *Dissertação de Mestrado*. Instituto Superior Técnico.

Crisafulli, F.J. (1997) *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*, *PhD Thesis*. University of Canterbury. Civil Engineering.

Crisafulli, F.J. and Carr, A.J. (2007) 'Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures', *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 40(2), pp. 69–77.

Crisafulli, F.J., Carr, A.J. and Park, R. (2000) 'Analytical modelling of infilled frame structures - A general review', *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* [Preprint].

Deierlein, G.G., Reinhorn, A.M. and Willford, M.R. (2010) 'Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers', *Design*, (4), p. 36. Available at: www.curee.org.

El-Dakhakhni, W.W., Elgaaly, M. and Hamid, A. a. (2003) 'Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames', *Journal of Structural Engineering*, 129(2), pp. 177–185. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:2(177).

EN 1015-11 (1999) *Methods os test for mortat for masonry - Parte 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar*. Costa da Caparica: IPQ.

EN 1052-1 (1998) *Methods of test for masonry - Part 1: Determination of compressive strength*. Edited by CEN. Brussels: CEN.

Estêvão, J.M.C. (2012) *Efeitos da ação sísmica no comportamento de edifícios de betão armado com alvenarias de enchimento*, *Tese de Doutoramento*. Instituto Superior Técnico.

Fajfar, P. (2000) 'A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design', *Earthquake Spectra*, 16(3), pp. 573–592. doi:10.1193/1.1586128.

FEMA-306 (1998) 'Evaluation of Earthquake-Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings', *Earthquake Spectra*. Edited by Federal Emergency Management Agency, 16(1), pp. 263–283. doi:10.1193/1.1586111.

FEMA 307 (1998) *Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings (atc-43 project)*. Washinton D.C.

FEMA 310 (1998) *Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings: A Prestandard*. Washinton D.C.

Furtado, A. (2020) *Seismic vulnerability assessment and retrofitting strategies for masonry infilled frame buildings considering in-plane and out-of-plane behaviour.*, *PhD Thesis*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Furtado, A., Rodrigues, H., Arêde, A. and Varum, H. (2016a) 'Experimental evaluation of out-of-plane capacity of masonry infill walls', *Engineering Structures*, 111, pp. 48–63. doi:10.1016/j.engstruct.2015.12.013.

Furtado, A., Rodrigues, H., Arêde, A. and Varum, H. (2016b) 'Simplified macro-model for infill masonry walls considering the out-of-plane behaviour', *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 45(4), pp. 507–524. doi:10.1002/eqe.2663.

Furtado, A., Rodrigues, H., Arêde, A. and Varum, H. (2017) 'Modal identification of infill masonry walls with different characteristics', *Engineering Structures*, 145, pp. 118–134. doi:10.1016/j.engstruct.2017.05.003.

Furtado, A., Rodrigues, H., Arêde, A. and Varum, H. (2020) 'Mechanical properties characterization of different types of masonry infill walls', *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 14(2), pp. 411–434. doi:10.1007/s11709-019-0602-y.

Furtado e Silva, M.A. (2018) *Simulação do Comportamento Não Linear de Pórticos De Betão*

Armado, *Dissertação de Mestrado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Gomez, J.M. (2012) *Innovative retrofitting materials for brick masonry infill walls*, *Master dissertation*. Universidade do Minho.

Hemchandra, C. (2014) *Seismic Assessment and retrofitting of existing RC Buildings in Nepal*, *PhD Thesis*. Universidade de Aveiro.

Holmes, M. (1961) 'Steel frames with brickwork and concrete infilling', in *Proceedings of Institution of Civil Engineers*. Thomas Telford - ICE Virtual Library, pp. 473–478. doi:10.1680/iicep.1961.11305.

IPQ (2010) *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.

IPQ (2015) *NP EN 1996-1-1: Eurocódigo 6: Projecto de estruturas de alvenaria - Parte 1-1: Regras gerais para edíficios: regras gerais para estruturas de alvenaria armada e não armada*. Lisboa.

Kadysiewski, S. and Mosalam, K.M. (2009) 'Modeling of unreinforced masonry infill walls considering in-plane and out-of-plane interaction', *PEER Report 2008/102*, (january), p. 144.

Kappos, A. and Ellul, F. (2000) 'Seismic design and performance assessment of masonry infilled r/c frames', *Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand*, pp. 1–8.

Klingner, R.E. and Bertero, V.V. (1978) 'Earthquake resistance of infilled frames', *cedb.asce.org* [Preprint].

Liauw, T.-C. and Kwan, K.-H. (1984) 'Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames', *Computers and Structures*, 18(3), pp. 551–560. doi:10.1016/0045-7949(84)90070-1.

Liauw, T.C. and Kwan, K.H. (1983) 'Plastic theory of infilled frames with finite interface shear strength', *Proceedings of the Institution of Civil Engineers (London)*, pp. 707–723.

Lopes, V., Guedes, J., Arêde, A., Milheiro, J., Paupério, E. and Costa, A. (2010) 'Identificação dinâmica de estruturas', *Património 2010*, pp. 1–21.

Lourenço, P.B., Pereira, M.F.P., Leite, J.C. and Costa, A.C. (2011) 'Comportamento das paredes não estruturais a Acções Sísmicas', in *Paredes 2011– Inovação e Possibilidades Actuais, Eds. Lourenço et al.*, pp. 97–110.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. (1988) 'Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete', *Journal of Structural Engineering*, 114(8), pp. 1804–1826. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804).

Martins, A., Vasconcelos, G. and Campos Costa, A. (2017) 'Brick masonry veneer walls: An overview'. doi:10.1016/j.jobe.2016.11.005.

Martins, A.P. (2013) *Soluções de Reforço Sísmico de Paredes de Alvenaria de Enchimento*, *Dissertação de Mestrado*. Universidade do Milho - Escola de Engenharia.

Mohammad Noh, N., Liberatore, L., Mollaioli, F. and Tesfamariam, S. (2017) 'Modelling of masonry infilled RC frames subjected to cyclic loads: State of the art review and modelling with OpenSees', *Engineering Structures*, 150, pp. 599–621. doi:10.1016/J.ENGSTRUCT.2017.07.002.

Mondal, G. and Tesfamariam, S. (2014) 'Effects of vertical irregularity and thickness of unreinforced masonry infill on the robustness of RC framed buildings', *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(2), pp. 205–223. doi:10.1002/eqe.2338.

Mota, F.F. (2016) *Identificação de tipologias e caraterização de paredes de alvenaria de enchimento em edifícios de betão armado existentes no arquipélago dos Açores*, *Dissertação de Mestrado*.

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Mustafaraj, E. and Yardim, Y. (2017) 'Review of strengthening techniques and mechanical testing for unreinforced masonry', *International Journal of Science and Technology*, 3(2), pp. 33–50.

Nicola, T., Leandro, C., Guido, C. and Enrico, S. (2015) 'Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling', *Earthquakes and Structures*, 8(3), pp. 733–759. doi:10.12989/eas.2015.8.3.733.

NP EN 771-3 (2002) *"Especificações para unidades de alvenaria Parte 3: Unidades de betão de agregados (blocos de betão de agregados correntes e leves)*. 2ª Edição. Edited by IPQ. Caparica, Portugal: IPQ.

NP EN 772-1 (2002) *Métodos de ensaio de blocos para alvenaria, Parte 1: Determinação da resistência à compressão*. Caparica, Portugal: IPQ.

Pasca, M., Liberatore, L. and Masiani, R. (2017) 'Reliability of analytical models for the prediction of out-of-plane capacity of masonry infills', *Structural Engineering and Mechanics*, 64(6), pp. 765–781. doi:10.12989/sem.2017.64.6.765.

Penna, A., Rota, M., Mouyiannou, A. and Magenes, G. (2013) 'Issues on the use of time-history analysis for the design and assessment of masonry structures', in *ECCOMAS Thematic Conference - COMPDYN 2013: 4th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Proceedings - An IACM Special Interest Conference*, pp. 669–686. doi:10.7712/120113.4549.c1327.

Pereira, G.M. (2013) *Avaliação experimental do comportamento dinâmico de paredes de alvenaria de tijolo térmico*, *Dissertação de Mestrado*. Instituto Politécnico de Leiria - ESTG.

Pereira, L.S. (2016) *Caracterização Experimental do Comportamento de Painéis de Alvenaria de Enchimento Fora-do-plano Com Diferentes Condições de Apoio*, *Dissertação de Mestrado*. Faculdade de Engenharia da Faculdade do Porto.

Pimentel, R. (2008) *Caracterização do Tráfego Ferroviário e dos seus Efeitos em Pontes de Pequeno Vão*, *Dissertação de Mestrado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Pinho, F. (2007) *Paredes de alvenaria ordinária: estudo experimental com modelos simples e reforçados*, *Tese de Doutoramento*. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia.

Pinho, M.Â.O. (2016) 'Caracterização de Edifícios de Betão Armado com paredes de Alvenaria de Enchimento - Estudo Numérico e Experiimental'. Available at: https://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/82890 (Accessed: 27 April 2018).

Polyakov, S.V. (1956) *Masonry in Framed Buildings: An Investigation into the strenght and Stiffness of Masonry Infilling.*, *Gosodarstvennoe izdatel'stvo Literatury po stroitel's stvu i arkhitekture*. Moscow, Russia.

Raposo, P.C. (2016) *Identificação de tipologias e caracterização de paredes de alvenaria de enchimento em edifícios de betão armado existentes no arquipélago dos AçoreRibeiro, R. (2008) 'Comparação de Modelos com Não Linearidade Concentrada ou Distribuída na Análise " Pushov*, *Dissertação de Mestrado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Resende, N.M. da S. (2017) *Anomalias e estratégias de reabilitação de paredes exteriores em tijolo à vista*, *Dissertação de Mestrado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Ribeiro, R., Monteiro, R. and Delgado, R. (2008) 'Comparação de Modelos com Não Linearidade Concentrada ou Distribuída na Análise " Pushover " de Edifícios em Betão Armado', in *BE2008 - Encontro Nacional Betão Estrutural 2008*. Guimarães, pp. 1–10.

De Risi, M.T., Furtado, A., Rodrigues, H., Melo, J., Verderame, G.M., António, A., Varum, H. and

Manfredi, G. (2020) 'Experimental analysis of strengthening solutions for the out-of-plane collapse of masonry infills in RC structures through textile reinforced mortars', *Engineering Structures*, 207, p. 110203. doi:10.1016/j.engstruct.2020.110203.

Rocha, M.A. (2018) *Caracterização Experimental do Comportamento Cíclico Para Fora-do-Plano de Paredes de Alvenaria de Enchimento à Escala Real*, *Dissertação de Mestrado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Rodrigues, H., Furtado, A.F., Arêde, A.J.C.D. and Varum, H. (2016) 'Influência do comportamento combinado no plano e fora-do-plano das paredes de enchimento na resposta estrutural de Edifícios de Betão Armado', in Sísmica, 10º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia (ed.).

Rodrigues, H., Furtado, A.F., Coelho, A.J. and Arêde, D. (2016) 'Avaliação Experimental da Dissipação de Energia e do Amortecimento Viscoso em Pilares Reparados e Reforçados com Técnicas de Encamisamento com CFRP', in *IIº Encontro Luso-Brasileiro de Degradação de Estruturas de Betão*. Lisboa: LNEC.

Rodrigues, H., Romão, X., Costa, A., Arêde, A. and Varum, H. (2010) 'Sismo de L'Aquila de 6 de Abril de 2009: ensinamentos para Portugal', in Aveiro, U. de (ed.) *Sísmica 2010 - 8º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica*.

Rodrigues, H., Varum, H. and Costa, A. (2010) 'Simplified Macro-Model for Infill Masonry Panels', *Journal of Earthquake Engineering*, 14(3), pp. 390–416. doi:10.1080/13632460903086044.

Rodrigues, H.F.P. (2005) *Desenvolvimento e Calibração de Modelos Numéricos para a Análise Sísmica de Edifícios*, *Dissertação de Mestrado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Rodrigues, J. (2004) 'Identificação Modal Estocástica: Métodos de Análise e Aplicações em Estruturas de Engenharia Civil', *Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*, p. 526.

SeismoStruct (2020) 'SeismoStruct User Manual', p. 325. Available at: https://seismosoft.com/.

SeismoStruct (no date). Available at: http://www.seismosoft.com/seismostruct.

Serpa, R. (2015) *Caracterização dinâmica de um edifício existente de betão armado através de ensaios de vibração ambiental*, *Tese de mestrado*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

Shing, P.B. and Mehrabi, A.B. (2002) 'Behaviour and analysis of masonry-infilled frames', *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(3), pp. 320–331. doi:10.1002/pse.122.

Silva, J.M. de M. e (2015) *Metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios em betão armado*, *Dissertação de Mestrado*. Universidade de Aveiro.

Silva, P.S. and Minhalma, N. (2015) *Análise Modal de um Edifício de Paredes de Alvenaria Resistente*, *Dissertação de Mestrado*. Universidade Nova de Lisboa.

Smyrou, E., Blandon, C., Antoniou, S., Pinho, R. and Crisafulli, F. (2011) 'Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames', *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(5), pp. 1519–1534. doi:10.1007/s10518-011-9262-6.

Soares de Sousa, R.A. (1998) *Caracterização experimental de elementos de alvenaria de enchimento*, *Dissertação de Mestrado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Sousa, F. (2010) *Fachadas Ventiladas em Edifícios - Tipificação de soluções e interpretação do funcionamento conjunto suporte/acabamento*, *Dissertação de Mestrado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Sousa, H., Sousa, R., Moreira da Silva, F. and Sousa, F. (2016) *Fachadas de Edifícios*. Lidel. Lisboa: Lidel.

Sousa, R. and Campos Costa, A. (2019) 'Fiabilidade Estrutural de Edifícios Existentes de Betão Armado Sem Dimensionamento Sismorresistente', in *11º Congresso Nacional de Sismologia e*

Engenharia Sísmica. Lisboa: Instituto Superior Técnico.

Sousa, R., Sousa, H. and Guedes, J. (2013) 'Diagonal compressive strength of masonry samples—experimental and numerical approach', *Materials and Structures*, 46(5), pp. 765–786. doi:10.1617/s11527-012-9933-z.

Sousa, R.R. De, Costa, A.C. and Costa, A.G. (2019) 'Metodologia para a Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes baseada em Análises de Fiabilidade Estrutural - Edifícios de Betão Armado', *LNEC*.

Stafford Smith, B. (1962) 'Lateral Stiffness of Infilled Frames', *Journal of the Structural Division*, 88(6), pp. 183–226.

Stafford Smith, B. and Carter, C. (1969) 'A Method of Analysis for Infilled Frames', *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 44(1), pp. 31–48. doi:10.1680/iicep.1969.7290.

Tarque, N., Leandro, C., Guido, C. and Enrico, S. (2015) 'Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling', *Earthquakes and Structures*, 8(3), pp. 733–759. doi:10.12989/eas.2015.8.3.733.

Thiruvengadam, V. (1985) 'On the natural frequencies of infilled frames', *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 13(3), pp. 401–419. doi:10.1002/eqe.4290130310.

Varum, H., Rodrigues, H., Vicente, R. and Costa, A. (2011) 'A influência das paredes de enchimento na resposta sísmica de estruturas de edifícios', in *Paredes divisórias: Passado, presente e futuro*. Universidade do Minho, pp. 111–128.

Vasconcelos, G., Akhoundi, F., Lourenço, P.B., Silva, Luís, M. and Martins, A.P.G. (2015) 'Paredes de alvenaria de enchimento e a ação sísmica: reabilitação e inovação', *Seminário Paredes 2015: Inovação e Reabilitação*, pp. 115–136.

Vicente, Romeu, Rodrigues, H., Varum, H. and Costa, A. (2010) 'Danos em Paredes de Alvenaria de Fachada em Edifícios Correntes de Betão Armado: Lições do Sismo de Abril de 2009 de L´Áquila Itália', (1989), pp. 1–9.

Vicente, R., Rodriguez, H., Costa, A., Varum, H. and Mendes da Silva, J.A.R. (2010) 'Masonry enclosure walls: lessons learnt from the recent Abruzzo Earthquake', *14th European Conference of Earthquake Egnineering*, p. 983.

ANEXO A1

Anexo A1 – Declaração de desempenho do bloco termoacústico

artebel
ARTEFACTOS DE BETÃO, S. A.

DECLARAÇÃO DE DESEMPENHO
BTA

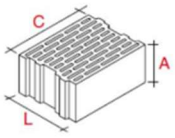
CE
2008

1.Código de identificação único do produto-tipo:
BTA - BLOCO TERMOACÚSTICO®



2.Número do tipo, do lote ou da série, ou quaisquer outros elementos que permitam a identificação do produto de construção:

Modelo Variante	Comprimento (C) - 5 mm + 3 mm	Altura (A) - 5 mm + 3 mm	Largura (L) - 5 mm + 3 mm	Massa (Kg/un)* ± 15%
BTA.4031	400	190	315	20



Os blocos podem ser providos de reentrâncias, ou dispositivos de encaixe e apresentar arestas vivas, boleadas ou chanfradas
Espessura dos septos (quando existentes) ≥ 17 mm.
*Os pesos aqui referidos não incluem o peso das paletes.

3.Utilização ou utilizações previstas do produto de construção, de acordo com a especificação técnica harmonizada aplicável, tal como previsto pelo fabricante: Constitui alternativa a soluções de parede dupla com isolamento leve e a soluções de paredes simples com isolamento leve pelo exterior (ETICS). Este bloco integra um sistema construtivo, constituído também por uma forra térmica, que permite a correção de pontes térmicas.[i]

4. Nome, designação comercial ou marca comercial registada e endereço de contacto do fabricante, nos termos do nº5 do artigo 11º:

ARTEBEL, S.A. **NIPC: 500 688 281** **Página Web: www.artebel.pt** **Email: comercial@artebel.pt**	***Sede e Fábrica 1*** **Rua das Achadas Largas, Nº 20** **3105-219 Meirinhas** **Pombal** **Telefone : +351 236.949.180** **Fax: +351 236.949.189**	***Fábrica 2*** **Venda da Cruz** **3100-300 Pelariga** **Pombal** **Telefone : +351 236.211.742** **Fax: +351 236.219.692**

5. Sistema ou sistemas de avaliação e verificação da regularidade do desempenho do produto de construção tal como previsto no Anexo V: Sistema 4 – EN 771-3:2011+A1:2015

6. Desempenho declarado:

CARATERÍSTICAS ESSENCIAIS	DESEMPENHO	ESPECIFICAÇÃO EUROPEIA HARMONIZADA
Configuração, aparência, dimensões nominais externas Tolerâncias dimensionais	Ver ponto 2 Categoria D1	EN 771-3
Resistência média à compressão ⊥ à face de assentamento ⊥ à face de topo	≥ 2.8 N/mm^2	
Reação ao fogo	Classe A1	
Baridade (massa volúmica seca ± 15%)	1190	
Resistência ao corte (valor tabelado EN 998-2)	0.15 N / mm^2	
Estabilidade dimensional	DND	
Permeabilidade ao vapor de água		
Absorção de água		
Isolamento sonoro. Sons aéreos nas condições finais de utilização [(1)(2)]	51 dB(A)	
Durabilidade. Resistência ao gelo/degelo	DND	
Coeficiente de transmissão térmica [(1)]	0,51W/m²ºC	
Substâncias perigosas	DND	

DND – Desempenho Não Determinado
[(1)] Valores obtidos em ensaios em laboratório acreditado
[(2)] Considerando 2 cm de reboco

6. Desempenho declarado:

CARATERÍSTICAS ESSENCIAIS	DESEMPENHO	ESPECIFICAÇÃO EUROPEIA HARMONIZADA
Configuração, aparência, dimensões nominais externas Tolerâncias dimensionais	Ver ponto 2 Categoria D1	EN 771-3
Resistência média à compressão ⊥ à face de assentamento ⊥ à face de topo	≥ 2.8 N/mm^2	
Reação ao fogo	Classe A1	
Baridade (massa volúmica seca ± 15%)	1190	
Resistência ao corte (valor tabelado EN 998-2)	0.15 N / mm^2	
Estabilidade dimensional	DND	
Permeabilidade ao vapor de água		
Absorção de água		
Isolamento sonoro. Sons aéreos nas condições finais de utilização [1][2]	51 dB(A)	
Durabilidade. Resistência ao gelo/degelo	DND	
Coeficiente de transmissão térmica [1]	0,51W/m²ºC	
Substâncias perigosas	DND	

DND – Desempenho Não Determinado
[1] Valores obtidos em ensaios em laboratório acreditado
[2] Considerando 2 cm de reboco

artebel® ARTEFACTOS DE BETÃO, S.A.

DECLARAÇÃO DE DESEMPENHO
BTA

CE 2008

7. Informações complementares:
7.1. Descrição do produto:
Bloco em betão leve de agregados de argila expandida para construção de alvenarias simples.

O bloco *TERMOACÚSTICO®*, integra um sistema construtivo Artebel de alvenaria simples, com isolamento repartido, sistema esse constituído por uma forra térmica. Concebido para alvenarias cujas características essenciais são o seu elevado desempenho térmico/regulamentar e a simplicidade do processo construtivo.

Trata-se de um bloco constituído por 11 paredes longitudinais separadas entre si por dezenas de micro caixas-de-ar, cuja distribuição e dimensões, aliadas ao tipo de betão utilizado, permitem obter reduzidos coeficientes de transmissão térmica (U=0.51 W/m².ºC) e elevada inercia térmica, o que numa transferência de energia, proporciona um tempo maior para o sistema alcançar o equilíbrio, ou seja não sofrer alterações bruscas de temperatura. O *TERMOACÚSTICO®* apresenta ainda uma elevada capacidade de respiração, evitando as tão indesejáveis condensações no interior das habitações.

7.2. Vantagens:
- ✓ Isolamento repartido;
- ✓ Elevada Inercia térmica;
- ✓ Montagem simples;
- ✓ Mão-de-obra não especializada;
- ✓ Tempo de execução muito inferior ao de paredes duplas;
- ✓ Resistência mecânica elevada;
- ✓ Simplicidade em segmentar;
- ✓ Estabilidade dimensional;
- ✓ Verticalidade e planimetria de superfícies.



ANEXO A2

Tabela A2.1 – Caracterização da envolvente força-deslocamento OOP do painel LWC_Ref

CICLO [Nº]	DESLOCAMENTO [mm]	*DRIFT* [mm]	FORÇA [kN]	PRESSÃO [mm]	ACELERAÇÃO HORIZONTAL EQUIVALENTE [kPa]
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.58	0.05	10.09	1.04	0.26
2	0.66	0.06	10.21	1.06	0.26
3	1.89	0.16	40.20	4.16	1.03
4	1.90	0.17	38.57	3.99	0.99
5	2.80	0.24	61.51	6.37	1.58
6	2.78	0.24	59.48	6.16	1.53
7	3.32	0.29	79.75	8.26	2.05
8	3.30	0.29	74.02	7.66	1.90
9	3.91	0.34	88.34	9.15	2.27
10	3.81	0.33	76.78	7.95	1.97
11	4.58	0.40	95.12	9.85	2.44
12	4.63	0.40	87.36	9.04	2.24
13	6.17	0.54	109.56	11.34	2.81
14	6.19	0.54	100.54	10.41	2.58
15	9.09	0.79	136.10	14.09	3.50
16	9.07	0.79	121.32	12.56	3.12
17	11.78	1.02	151.72	15.71	3.90
18	11.79	1.03	139.42	14.43	3.58
19	17.71	1.54	187.22	19.38	4.81
20	17.95	1.56	165.41	17.12	4.25
21	23.34	2.03	203.83	21.10	5.24
22	23.42	2.04	182.28	18.87	4.68
23	27.41	2.38	214.47	22.20	5.51
24	27.45	2.39	191.72	19.85	4.92
25	31.74	2.76	220.44	22.82	5.66
26	31.77	2.76	194.89	20.18	5.01
27	36.11	3.14	223.91	23.18	5.75
28	36.24	3.15	196.75	20.37	5.05
29	41.36	3.60	226.43	23.44	5.82
30	42.65	3.71	202.05	20.92	5.19
31	49.69	4.19	230.10	23.82	5.91
32	49.79	4.20	207.96	21.53	5.34
33	52.87	4.60	229.04	23.71	5.88
34	52.89	4.60	201.85	20.90	5.18
35	57.60	5.01	221.40	22.92	5.69
36	57.56	5.01	199.79	20.68	5.13
37	62.19	5.41	216.31	22.39	5.56
38	62.37	5.42	194.08	20.09	4.99

39	65.71	5.71	205.32	21.25	5.27
40	79.74	6.93	186.15	19.27	4.78
41	72.08	6.27	108.66	11.25	2.79
42	72.04	6.26	106.29	11.00	2.73
43	76.99	6.69	137.37	14.22	3.53
44	76.99	6.69	127.77	13.23	3.28
45	81.97	7.13	148.69	15.39	3.82
46	82.06	7.14	135.07	13.98	3.47
47	87.17	7.58	151.40	15.67	3.89
48	87.05	7.63	136.10	14.09	3.50

Tabela A2.2 – Caracterização da envolvente força-deslocamento OOP do painel LWC_IPOOP

CICLO [Nº]	DESLOCAMENTO [mm]	*DRIFT* [mm]	FORÇA [kN]	PRESSÃO [mm]	ACELERAÇÃO HORIZONTAL EQUIVALENTE [kPa]
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.43	0.12	86.68	8.97	2.23
2	1.17	0.10	55.83	5.78	1.43
3	2.02	0.18	98.12	10.16	2.52
4	1.94	0.17	82.16	8.51	2.11
5	2.48	0.22	112.16	11.61	2.88
6	2.48	0.22	87.08	9.01	2.24
7	3.03	0.26	120.13	12.44	3.09
8	2.95	0.26	99.38	10.29	2.55
9	4.06	0.35	161.82	16.75	4.16
10	4.04	0.35	88.36	9.15	2.27
11	5.64	0.49	175.61	18.18	4.51
12	5.46	0.47	131.24	13.59	3.37
13	8.22	0.71	204.41	21.16	5.25
14	8.16	0.71	162.65	16.84	4.18
15	10.91	0.95	209.67	21.71	5.39
16	10.92	0.95	173.45	17.96	4.46
17	15.97	1.39	248.69	25.74	6.39
18	21.97	1.91	221.42	22.92	5.69
19	22.09	1.92	202.49	20.96	5.20
20	27.70	2.41	248.27	25.70	6.38
21	31.96	2.78	211.71	21.92	5.44
22	31.80	2.77	184.28	19.08	4.73
23	36.42	3.17	223.27	23.11	5.74
24	37.75	3.28	171.44	17.75	4.40
25	42.26	3.67	212.66	22.01	5.46
26	42.07	3.66	169.23	17.52	4.35
27	44.75	3.89	193.86	20.07	4.98
28	46.95	4.08	134.37	13.91	3.45
29	51.74	4.50	179.65	18.60	4.61
30	51.68	4.49	139.13	14.40	3.57

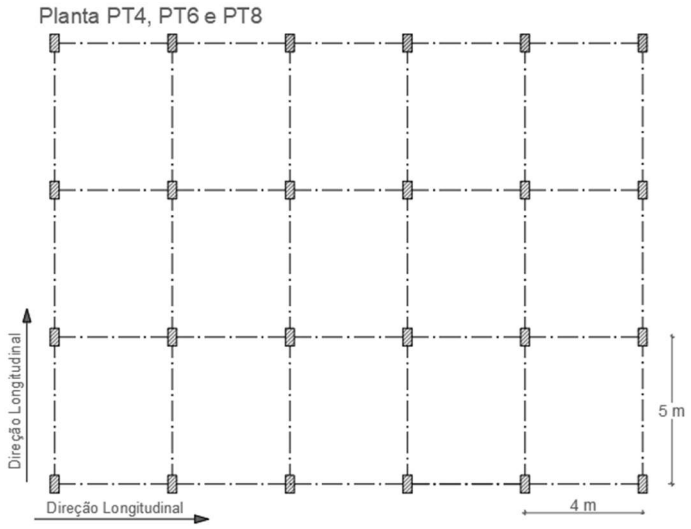
Tabela A2.3 – Caracterização da envolvente força-deslocamento OOP do painel LWC_S

Ciclo [Nº]	Deslocamento [mm]	Drift [mm]	Força [kN]	Pressão [mm]	Aceleração horizontal equivalente [kPa]
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.37	0.12	94.61	9.79	2.43
2	1.26	0.11	72.60	7.52	1.86
3	2.14	0.19	134.07	13.88	3.44
4	1.95	0.17	94.53	9.79	2.43
5	2.73	0.24	153.90	15.93	3.95
6	2.58	0.22	122.36	12.67	3.14
7	3.30	0.29	169.59	17.56	4.36
8	3.15	0.27	138.84	14.37	3.57
9	3.97	0.35	171.68	17.77	4.41
10	3.84	0.33	90.52	9.37	2.33
11	4.96	0.43	150.45	15.57	3.86
12	4.96	0.43	139.44	14.43	3.58
13	6.86	0.60	191.37	19.81	4.92
14	6.70	0.58	143.18	14.82	3.68
15	9.86	0.86	208.89	21.62	5.37
16	9.68	0.84	168.55	17.45	4.33
17	12.36	1.07	225.79	23.37	5.80
18	12.09	1.05	189.54	19.62	4.87
19	16.32	1.42	262.94	27.22	6.75
20	16.39	1.43	206.27	21.35	5.30
21	21.48	1.87	278.36	28.82	7.15
22	21.33	1.86	217.30	22.49	5.58
23	27.20	2.37	281.46	29.14	7.23
24	27.45	2.39	226.73	23.47	5.82
25	32.29	2.81	281.67	29.16	7.24
26	32.14	2.79	222.29	23.01	5.71
27	36.71	3.19	254.07	26.30	6.53
28	36.94	3.21	195.34	20.22	5.02
29	41.94	3.65	239.24	24.77	6.15
30	41.86	3.64	205.99	21.32	5.29
31	46.32	4.03	241.68	25.02	6.21
32	46.65	4.06	195.10	20.20	5.01
33	51.49	4.48	243.31	25.19	6.25
34	51.47	4.48	185.32	19.18	4.76
35	56.48	4.91	237.38	24.57	6.10
36	56.20	4.89	197.57	20.45	5.07
37	61.74	5.37	228.77	23.68	5.88
38	61.39	5.34	202.03	20.91	5.19
39	66.11	5.75	230.50	23.86	5.92
40	71.01	6.17	226.30	23.43	5.81
41	71.44	6.21	182.60	18.90	4.69
42	76.72	6.67	186.48	19.30	4.79
43	76.39	6.64	151.68	15.70	3.90

44	81.81	7.11	168.49	17.44	4.33
45	81.62	7.10	140.44	14.54	3.61
46	86.77	7.55	163.56	16.93	4.20
47	86.58	7.53	131.97	13.66	3.39
48	91.36	7.94	151.19	15.65	3.88
49	91.27	7.94	120.12	12.43	3.09
50	95.89	8.34	131.91	13.65	3.39
51	96.01	8.35	103.04	10.67	2.65
52	101.30	8.81	118.01	12.22	3.03
53	101.21	8.80	80.83	8.37	2.08

ANEXO A3

Anexo A3 – Características geométricas da estrutura dos edifícios PT4, PT6 e PT8 e pormenorização das armaduras



Edifício PT4

Quadro de pilares - escala 1:20

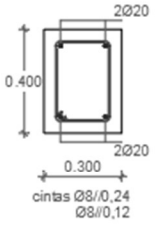
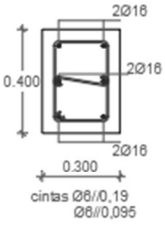
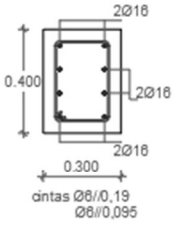
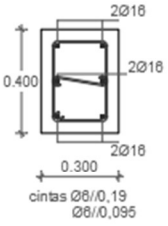
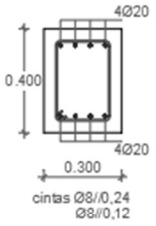
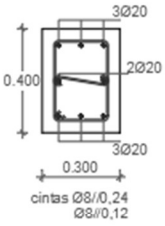
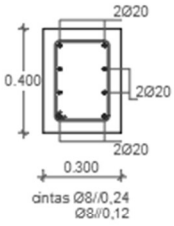
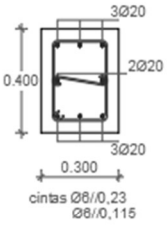
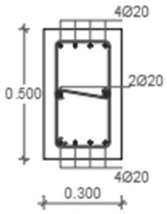
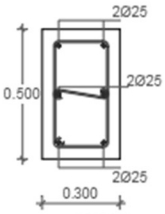
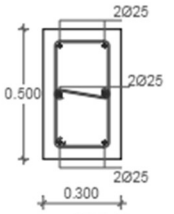
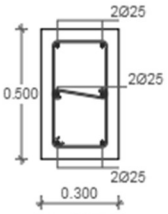
	PILARES 2	PILARES 4	PILARES 5	PILARES 6
PIS0 2-4	2Ø20 / 0.400 / 2Ø20 / 0.300 / cintas Ø8//0,24 Ø8//0,12	2Ø16 / 2Ø16 / 0.400 / 2Ø16 / 0.300 / cintas Ø6//0,19 Ø6//0,095	2Ø16 / 2Ø16 / 0.400 / 2Ø16 / 0.300 / cintas Ø6//0,19 Ø6//0,095	2Ø16 / 2Ø16 / 0.400 / 2Ø16 / 0.300 / cintas Ø6//0,19 Ø6//0,095
PIS0 0-2	4Ø20 / 0.400 / 4Ø20 / 0.300 / cintas Ø8//0,24 Ø8//0,12	3Ø20 / 2Ø20 / 0.400 / 3Ø20 / 0.300 / cintas Ø8//0,24 Ø8//0,12	2Ø20 / 2Ø20 / 0.400 / 2Ø20 / 0.300 / cintas Ø8//0,24 Ø8//0,12	3Ø20 / 2Ø20 / 0.400 / 3Ø20 / 0.300 / cintas Ø6//0,23 Ø6//0,115

Quadro de Vigas - escala 1:20

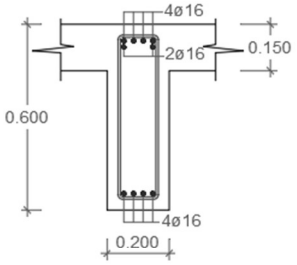
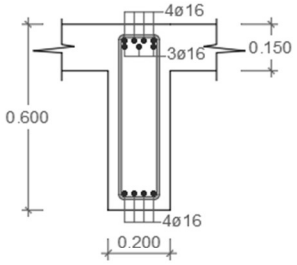
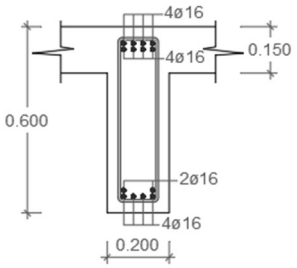
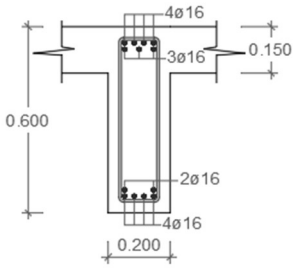
	VIGA A	VIGA B
PIS0 0-4	4ø16 / 2ø16 / 0.150 / 0.600 / 4ø16 / 0.200 / est 2R Ø6//0,25	4ø16 / 3ø16 / 0.150 / 0.600 / 4ø16 / 0.200 / est 2R Ø6//0,25

Edifício PT6

Quadro de pilares - escala 1:20

	PILARES 2	PILARES 4	PILARES 5	PILARES 6
PIS0 4-6	 cintas Ø8//0,24 Ø8//0,12	 cintas Ø6//0,19 Ø6//0,095	 cintas Ø6//0,19 Ø6//0,095	 cintas Ø6//0,19 Ø6//0,095
PIS0 2-4	 cintas Ø8//0,24 Ø8//0,12	 cintas Ø8//0,24 Ø8//0,12	 cintas Ø8//0,24 Ø8//0,12	 cintas Ø6//0,23 Ø8//0,115
PIS0 0-2	 cintas Ø8//0,24 Ø8//0,12	 cintas Ø8//0,30 Ø8//0,15	 cintas Ø8//0,30 Ø8//0,15	 cintas Ø8//0,30 Ø8//0,15

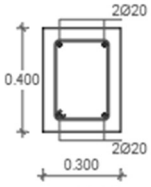
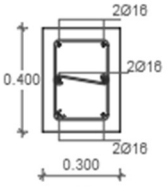
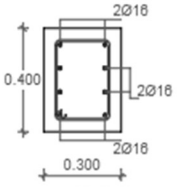
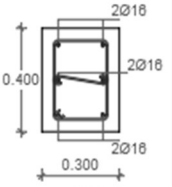
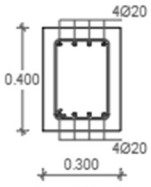
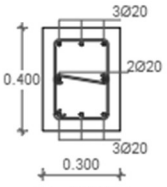
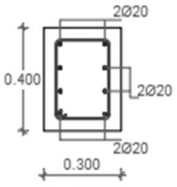
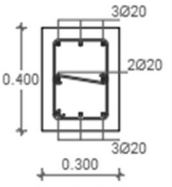
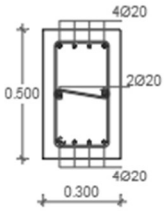
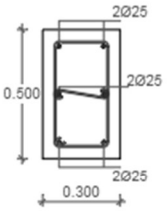
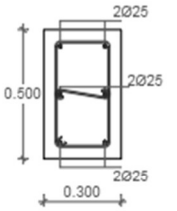
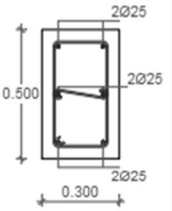
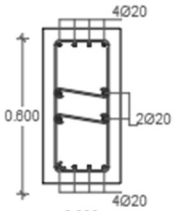
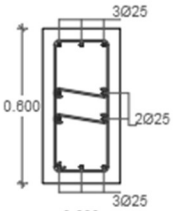
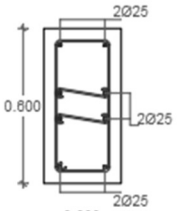
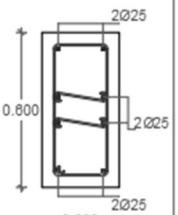
Quadro de Vigas - escala 1:20

	VIGA A	VIGA B
PIS0 0-4	 est 2R Ø6//0,25	 est 2R Ø6//0,25
PIS0 5-6	 est 2R Ø6//0,15	 est 2R Ø6//0,15

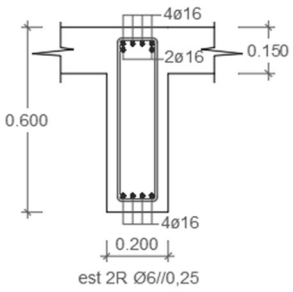
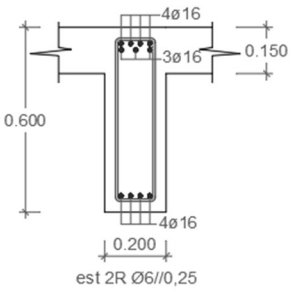
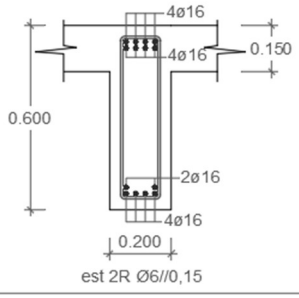
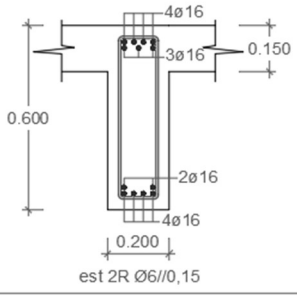
Edifício PT8

Quadro de pilares - escala 1:20



	PILARES 2	PILARES 4	PILARES 5	PILARES 6
PIS0 6-8	 cintas Ø8//0,24 Ø8//0,12	 cintas Ø6//0,19 Ø6//0,095	 cintas Ø6//0,19 Ø6//0,095	 cintas Ø6//0,19 Ø6//0,095
PIS0 4-8	 cintas Ø8//0,24 Ø8//0,12	 cintas Ø8//0,24 Ø8//0,12	 cintas Ø8//0,24 Ø8//0,12	 cintas Ø6//0,23 Ø6//0,115
PIS0 2-4	 cintas Ø8//0,24 Ø8//0,12	 cintas Ø8//0,30 Ø8//0,15	 cintas Ø8//0,30 Ø8//0,15	 cintas Ø8//0,30 Ø8//0,15
PIS0 0-2	 cintas Ø8//0,24 Ø8//0,12	 cintas Ø8//0,30 Ø8//0,15	 cintas Ø8//0,30 Ø8//0,15	 cintas Ø8//0,30 Ø8//0,15

Quadro de Vigas - escala 1:20

	VIGA A	VIGA B
PIS0 0-4	 est 2R Ø6//0,25	 est 2R Ø6//0,25
PIS0 5-8	 est 2R Ø6//0,15	 est 2R Ø6//0,15

ANEXO A4

Tabela A4.1– Conjunto de dez acelerogramas utilizados nas verificações de segurança em cada edifício PT4

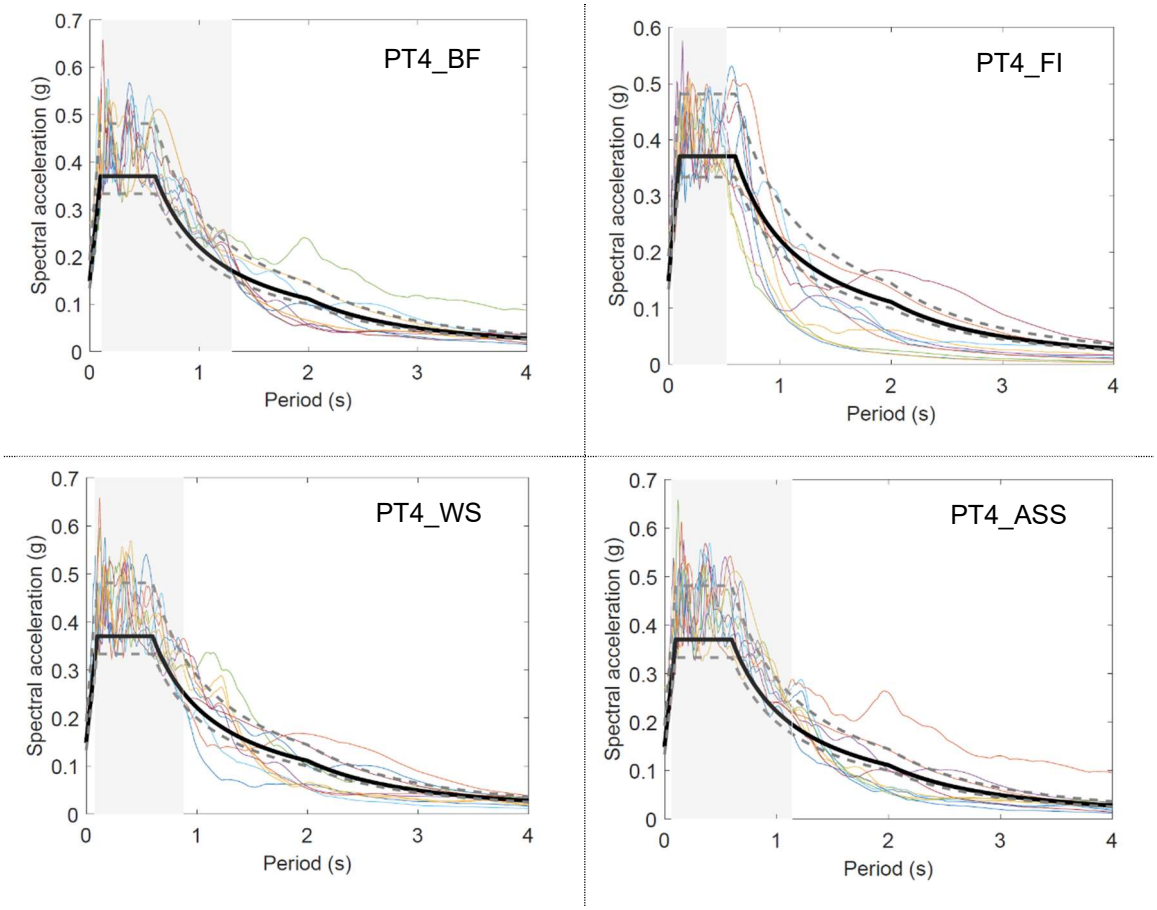
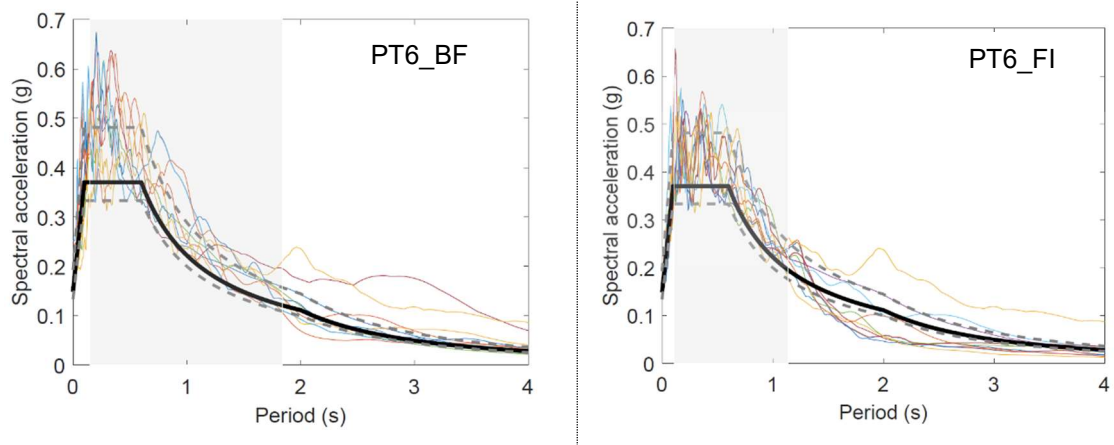


Tabela A4.2– Conjunto de dez acelerogramas utilizados nas verificações de segurança em cada edifício PT6



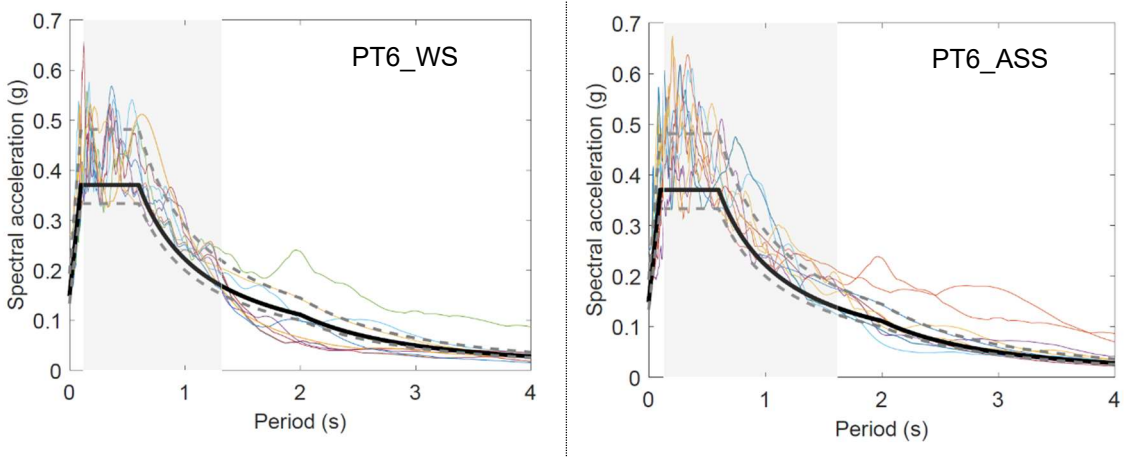
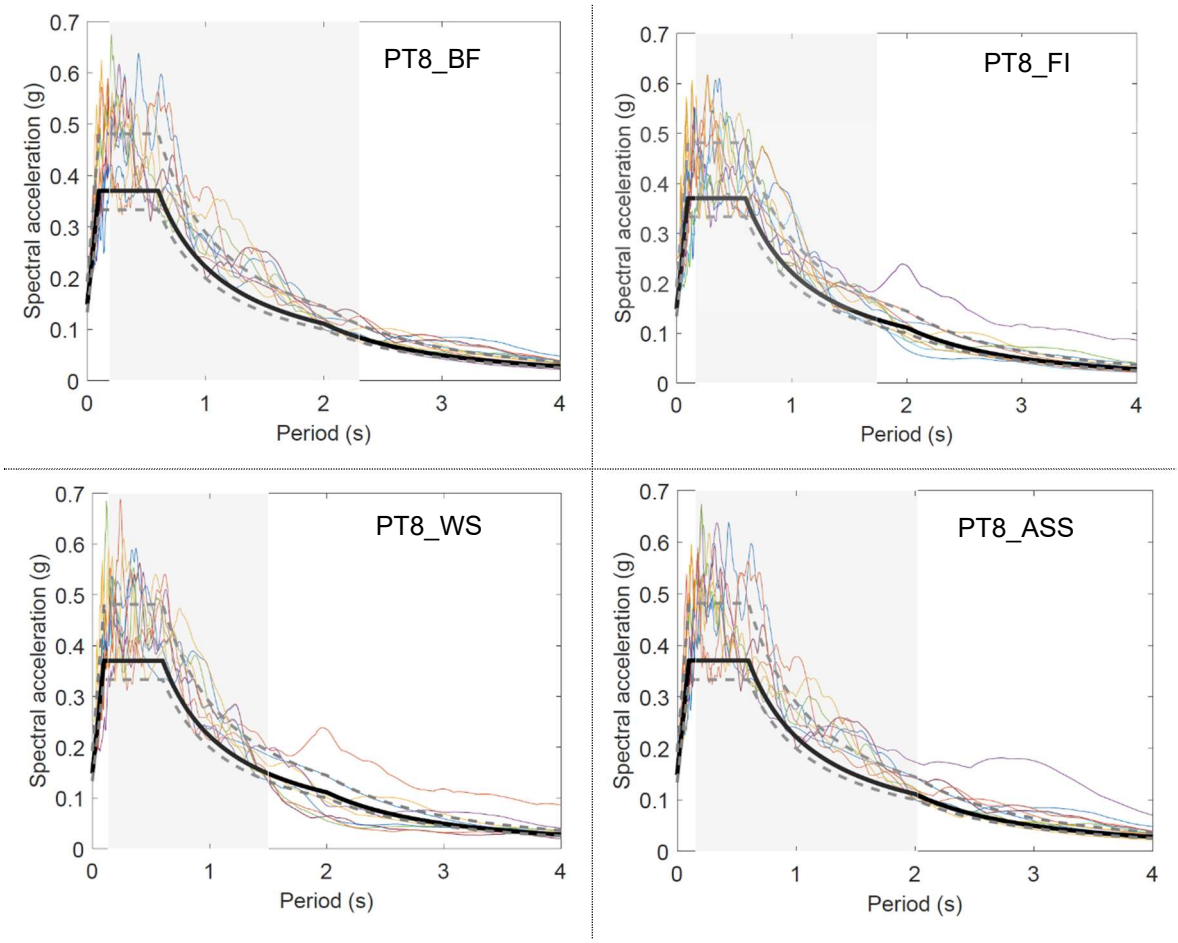


Tabela A4.3– Conjunto de dez acelerogramas utilizados nas verificações de segurança em cada edifício PT8



ANEXO A5

Tabela A5.1– Edifícios PT4: Sobreposição dos perfis de *drift* correspondentes à análise *pushover* e à análise dinâmica

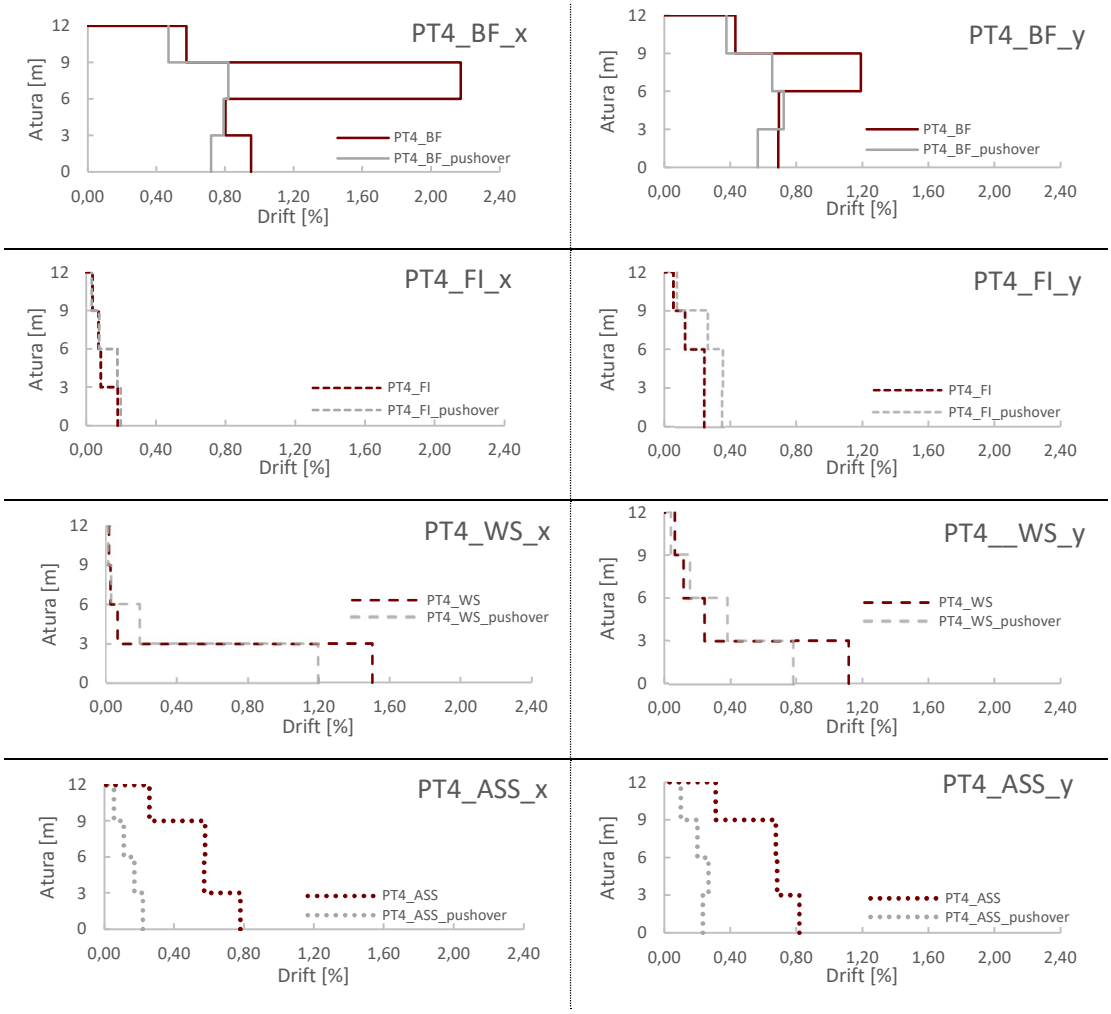


Tabela A5.2– Edifícios PT6: Sobreposição dos perfis de *drift* correspondentes à análise *pushover* e à análise dinâmica

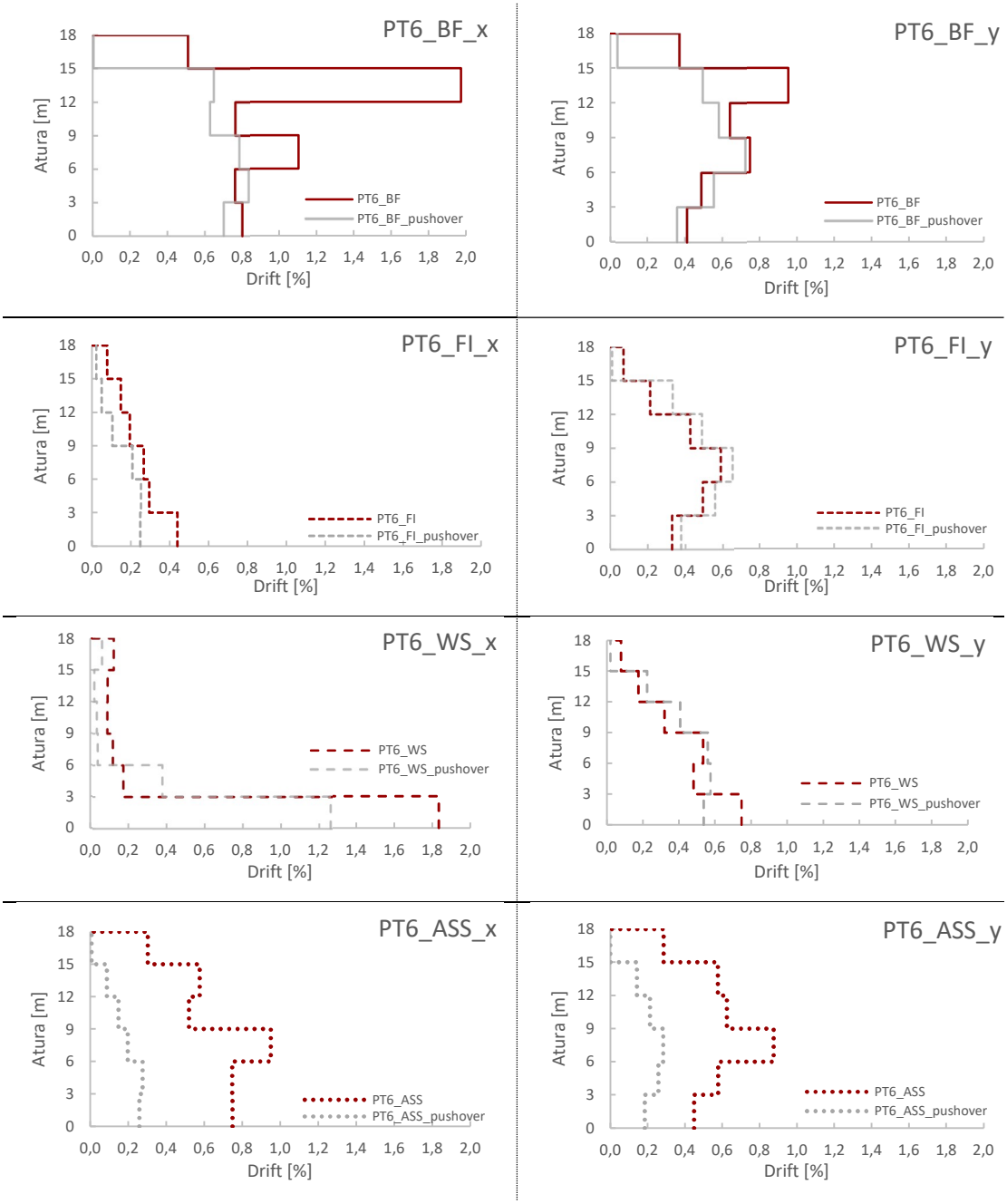


Tabela A5.3– Edifícios PT8: Sobreposição dos perfis de *drift* correspondentes à análise *pushover* e à análise dinâmica

