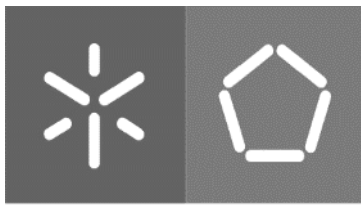


Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Antoniya Ivanova Ivanova

Comportamento experimental de um edifício de
alvenaria estrutural



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Antoniya Ivanova Ivanova

Comportamento experimental de um edifício de alvenaria estrutural

Dissertação de Mestrado

Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação da
Professora Doutora Graça Vasconcelos

DIREITOS DE AUTOR E CONDIÇÕES DE UTILIZAÇÃO DO TRABALHO POR TERCEIROS

Este é um trabalho académico que pode ser utilizado por terceiros desde que respeitadas as regras e boas práticas internacionalmente aceites, no que concerne aos direitos de autor e direitos conexos.

Assim, o presente trabalho pode ser utilizado nos termos previstos na licença abaixo indicada.

Caso o utilizador necessite de permissão para poder fazer um uso do trabalho em condições não previstas no licenciamento indicado, deverá contactar o autor, através do RepositóriUM da Universidade do Minho.

Licença concedida aos utilizadores deste trabalho



Atribuição
CC BY

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a minha orientadora, Professora Doutora Graça Vasconcelos pela sua orientação, incentivo, paciência e sobretudo a sua positividade que em momentos de stress me ajudou a ganhar força. Obrigada por ter sido muito compreensiva comigo e ter me ajudado ao máximo.

À Abide Aşıkoğlu, que foi indispensável para a concretização de várias etapas ao longo da tese, agradeço por estar sempre disposta a ajudar, pela partilha de informação e conhecimento, e sobretudo por ser incrivelmente responsável e cuidar bem de mim.

Ao senhor Matos, pela sua disponibilidade na realização dos ensaios de compressão uniaxial.

Ao Alberto Barontini, pela sua disponibilidade na realização dos ensaios de vibração ambiental.

Aos meus amigos, Renato Correia, Cláudia Abreu, Francisca Almeida e Bruna Moreira, agradeço por estarem sempre dispostos a ajudar e por não se fartarem de ouvir os meus problemas.

E por último, mas mais importante, agradeço à minha família, principalmente à minha mãe, por acreditaram sempre em mim, estarem sempre ao meu lado, ajudarem de todas as formas possíveis e por terem feito tantos sacrifícios para me oferecer a melhor vida possível. Espero, sinceramente, que algum dia consiga retribuir tudo o que fizeram por mim.

DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE

Declaro ter atuado com integridade na elaboração do presente trabalho académico e confirmo que não recorri à prática de plágio nem a qualquer forma de utilização indevida ou falsificação de informações ou resultados em nenhuma das etapas conducente à sua elaboração.

Mais declaro que conheço e que respeitei o Código de Conduta Ética da Universidade do Minho.

Comportamento experimental de um edifício de alvenaria estrutural

RESUMO

As ações sísmicas sempre foram um desafio para as estruturas, especialmente as antigas estruturas de alvenaria não armada que são majoritariamente constituídas por pavimentos/coberturas flexíveis. Estas construções, quando sujeitas às ações sísmicas, apresentaram um fraco desempenho devido à sua reduzida capacidade de dissipação de energia e roturas frágeis.

O principal objetivo da presente dissertação é a determinação das propriedades dinâmicas de um modelo experimental em alvenaria à escala reduzida com algumas irregularidades em planta e em altura, em duas situações distintas: uma em fase de construção com a ausência da laje do segundo piso e a outra no edifício completo, de modo a analisar as diferenças nos resultados e para se proceder à calibração do modelo numérico. Em primeiro lugar foi realizada uma revisão do estado de arte para permitir a familiarização com o tema, depois é apresentado o modelo experimental e a descrição de todo o seu processo construtivo. Depois são discutidos os resultados da caracterização mecânica dos materiais e é realizada uma repetição dos ensaios de compressão uniaxial para a atualização do valor do módulo de elasticidade. Para a avaliação do comportamento dinâmico do edifício em estudo foram realizados ensaios de vibração ambiental (AVM) nas duas situações referidas (com e sem a laje do segundo piso) e análises modais operacionais (OMA).

No final, e de acordo com os resultados da identificação dinâmica foi realizada a calibração do modelo de elementos finitos.

Palavras-chave: Estruturas de alvenaria; ensaios de vibração ambiente; análises modais operacionais; calibração do numérico.

Experimental behavior of a structural masonry building

ABSTRACT

Seismic actions have always been a challenge for structures, especially old, unarmed masonry structures that are mostly made with flexible floors/roofs. These constructions, when subjected to seismic actions, showed poor performance due to their reduced energy dissipation capacity and fragile failure.

The main objective of this dissertation is the determination of the dynamic properties of an experimental masonry model in reduced scale with some irregularities in plant and height, in two distinct situations: one under construction with the absence of the slab of the second floor and the other in the complete building, to analyze the differences in the results and to precede to the calibration of the numerical model. First, a state-of-the-art review was carried out to allow familiarization with the topic, then the experimental model and the description of its entire construction process are presented. After, the results of the mechanical characterization of the materials are discussed and a repetition of the uniaxial compression tests is performed to update the value of the modulus of elasticity. Ambient vibration measurements (AVM) and operational modal analyses (OMA) were performed in the two referred situations (with and without the slab of the second floor), for the evaluation of the dynamic behavior of the building under study.

In the end, and according to the results of dynamic identification, the finite element model was calibrated.

Keywords: Masonry structures; ambient vibration tests; operational modal analyses; numerical calibration.

ÍNDICE

1.	Introdução	1
1.2	Objetivos e metodologia	2
1.3	Organização da dissertação	3
2.	Revisão do estado de arte	5
2.1	A alvenaria como sistema estrutural desde a antiguidade.....	5
2.2	Alvenaria moderna	9
2.2.1	Sistemas construtivos	10
2.3	Materiais.....	14
2.3.1	Unidades.....	14
2.3.2	Argamassa	17
2.3.3	Armadura	18
2.4	Propriedades mecânicas da alvenaria (Eurocódigo 6).....	20
2.4.1	Resistência à compressão e módulo de elasticidade.....	20
2.4.2	Resistência ao corte.....	21
2.4.3	Resistência à flexão	23
2.5	Comportamento sísmico da alvenaria	24
2.5.1	Exemplos de vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria	24
2.5.2	Comportamento global controlado por colapso fora do plano.....	26
2.5.3	Comportamento global com prevalência da resistência no plano das paredes	28
2.6	Caracterização experimental da alvenaria estrutural.....	30
2.6.1	Ensaio estáticos cíclicos - elementos estruturais	31
2.6.2	Ensaio cíclicos estáticos - edifícios.....	34
2.6.3	Ensaio em mesa sísmica.....	36
2.6.4	Ensaio pseudo-dinâmicos.....	40
3.	Caracterização experimental - Edifício em alvenaria estrutural.....	43
3.1	Definição do modelo experimental do edifício.....	43
3.2	Breve descrição do sistema de ensaio	48
3.2	Construção do edifício.....	49

3.3	Controlo de qualidade da construção.....	56
4.	Caracterização dos materiais	59
4.1	Caracterização mecânica dos materiais	59
4.1.1	Resistência à compressão uniaxial de tijolos cerâmicos	59
4.1.2	Caracterização da resistência da argamassa à compressão e flexão	60
4.1.3	Caracterização da alvenaria de tijolo à compressão	61
4.1.4	Caracterização da alvenaria de tijolo à flexão.....	64
4.1.5	Caracterização da alvenaria de tijolo ao corte	66
4.1.6	Caracterização da resistência ao corte inicial.....	67
5.	Identificação dinâmica do edifício de alvenaria.....	69
5.1	Introdução	69
5.2	Breve revisão sobre ensaios de identificação dinâmica.....	69
5.3	Ensaio de identificação dinâmica no edifício de alvenaria	74
5.3.1	Análise modal preliminar através de método dos elementos finitos	75
5.3.2	Análise Modal Operacional (OMA)	78
5.3.3	Medições de vibração ambiente (AVM)	78
5.3.4	Análise de resultados - Método EFDD	80
5.3.5	Análise de resultados - Método SSI-UPCX	81
5.3.6	Comparação dos métodos de análise com base no MAC	82
5.4	Calibração do modelo numérico	85
6.	Considerações finais	88
6.1	Conclusões	88
6.2	Trabalhos futuros	89
	Bibliografia	91

LISTA DE SÍMBOLOS

E	Módulo de elasticidade
E_{EC6}	Módulo de elasticidade calculado com base no Eurocódigo 6
e_{ox}	Distância entre o cento de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção x perpendicular à direção de cálculo considerada
f_b	Resistência média à compressão das unidades de alvenaria normalizada
$F_{máx}$	Máxima força de compressão
$f_{b, \min}$	Resistência à compressão de unidades para alvenaria na direção perpendicular às juntas de assentamento
$f_{bh, \min}$	Resistência mínima à compressão de unidades para alvenaria na direção paralela às juntas de assentamento no plano da parede
$f_{exp.}$	Frequência experimentais
f_k	Resistência característica à compressão da alvenaria
$f_{k,EC6}$	Resistência característica à compressão da alvenaria calculada com base no Eurocódigo 6
f_m	Resistência à compressão da argamassa
$f_{num.}$	Frequências numéricas
f_{vk}	Resistência característica ao corte da alvenaria
f_{vk0}	Resistência característica inicial ao corte da alvenaria, sob compressão nula
f_{vlt}	O limite para o valor de f_{vk}
f_{x1}	Resistência característica à flexão da alvenaria no plano paralelo às juntas de assentamento
$f_{x1}^{médio}$	Resistência característica média à flexão da alvenaria no plano paralelo às juntas de assentamento
f_{x2}	Resistência característica à flexão da alvenaria no plano perpendicular às juntas de assentamento
$f_{x2}^{médio}$	Resistência característica média à flexão da alvenaria no plano perpendicular às juntas de assentamento
g	Aceleração gravítica

h_s	Altura do provete
h_u	Altura da unidade de alvenaria
K	Constante usada no cálculo da resistência à compressão da alvenaria
r_x	Raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y (raio de torção)
$L_{m\acute{a}x}$	Maior dimensão em planta do edifício
$L_{m\acute{i}n}$	Menor dimensão em planta do edifício
l_s	Comprimento do provete
l_s	Raio de giração da massa do piso em planta
l_u	Comprimento da unidade de alvenaria
l_2	Espaçamento entre os suportes exteriores
t_s	Espessura do provete
t_u	Largura da unidade de alvenaria
A	Constante utilizada no cálculo da resistência à compressão da alvenaria
β	Constante utilizada no cálculo da resistência à compressão da alvenaria
ε_i	Extensão média a um terço da carga máxima obtida para um provete de alvenaria
λ	Esbelteza
σ_c	Resistência à compressão
σ_d	Valor de cálculo da tensão de compressão perpendicular ao plano corte.
ν	Coeficiente de Poisson
γ	Densidade
φ_e	Vetor próprio do modo experimental
φ_n	Vetor próprio do modo numérico
φ_e^T	Transposta do vetor próprio do modo experimental
φ_n^T	Transposta do vetor próprio do modo numérico

LISTA DE ABREVIACÕES

AVM	Medição de vibrações ambientais
BTC	Blocos de terra compactada
C.O. V	Coeficiente de variação
EC6	Eurocódigo 6
EC8	Eurocódigo 8
EFDD	Método melhorado de decomposição no domínio da frequência
FEA	Análise de elementos finitos
FRFs	Funções de resposta em frequência
GFRP	Glass fiber reinforced polymer
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LVDT	Transdutor para medição de deslocamento linear
MAC	Modal Assurance Criterion
NSM	Near surface mounted
OMA	Análises Modais Operacionais
PGA	Máxima aceleração do solo
PVC	Policloreto de vinilo
SSI-UPCX	Método de identificação estocástica no subespaço

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Percentagem de edifícios de alvenaria não armada em vários países (Thomas M., 2010).....	1
Figura 2 - a) Coliseu de Roma, Itália (FeaturedPics, 2020), b)"Erechtheum", Grécia (Bengt Nyman from Vaxholm, 2017).....	5
Figura 3 - a) Pirâmides de Gizé, Egito (Liberato, 2006), b) "Kukulcan Temple", México (Peternel, 2016)	6
Figura 4 - a) Basílica de Saint-Sernin de Toulouse (Descouens, 2017), b) Catedral de Barcelona (Mromanchenko, 2013).....	6
Figura 5 - Edifício Monadnock (Teich, 2010)	7
Figura 6 - a) Construção de alvenaria de pedra seca, b) construção de alvenaria ordinária, c) construção de alvenaria mista, d) construção de cantaria (Mosteiro de Jerónimos) (Pinho, 2007) (Manuelvbotelho, 2014).....	8
Figura 7 - Evolução das paredes de alvenaria em Portugal (Vasconcelos et al., 2015).	9
Figura 8 - Alvenaria não armada (Gouveia et al., 2007)	10
Figura 9 - Exemplo de alvenaria não armada (Gouveia et al., 2007)	11
Figura 10 - Alvenaria confinada com unidades de alvenaria específicas (Gouveia et al., 2007).	11
Figura 11 - Alvenaria confinada com elementos de betão armado de face à vista e alvenaria confinada com armadura de junta horizontal (Gouveia et al., 2007).	12
Figura 12 - Exemplo de alvenaria confinada (Crisafulli, 2014).....	12
Figura 13 - Alvenaria armada com armadura ordinária e alvenaria armada com armadura em treliças de aço inoxidável (Gouveia et al., 2007).....	13
Figura 14 - Exemplo de alvenaria armada (Wikipedia, 2015).....	13
Figura 15 - Tipos de unidades de alvenaria, reproduzido de (Tomazevic M. , 1999)	15
Figura 16 - a) Modelo T9 de Poroton (Dias, 2011); b) Unidade cerâmica Porotherm (Dias, 2011); c) Modelo Alveolater (Dias, 2011); d) Peça base do sistema cBloco (Dias, 2011)	16
Figura 17 - Coordenação modular em planta de habitação (Barboza et al., 2011).....	17
Figura 18 - Armadura de junta em forma de escada e em forma de treliça (Tomazevic M. , 1999).....	18
Figura 19 - a) Sistema construtivo com unidades de furação vertical (DISWall, 2008), b) Detalhes construtivos (DISWall, 2008).....	19
Figura 20 - a) Sistema de reforço na direção vertical e horizontal (DISWall, 2008), b) Detalhes do posicionamento do reforço nas unidades (DISWall, 2008)	19
Figura 21 - Carregamento dos provetes nos ensaios de corte (EN 1052-3, 2002)	22

Figura 22 - Plano de rotura paralelo às juntas de assentamento e plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento (Gouveia & Lourenço, 2006)	23
Figura 23 - Colapso de paredes para fora do plano: a) rotura da parede para fora do plano devido à falta de um diafragma rígido, b) queda das paredes longitudinais de alvenaria para fora do plano devido a fraca ligação entre às paredes transversais (Maraveas, 2019)	25
Figura 24 - a) Edifício com pavimento de madeira e fraca ligação entre os elementos verticais; b) Edifício com adequada ligação entre as paredes, mas com pavimento de madeira; c) Edifício com adequada ligação entre os elementos estruturais e com o pavimento rígido (Vasconcelos, 2005).....	25
Figura 25 - a) Edifício de alvenaria confinada de mais de 3 pisos após o sismo de 2010 no Chile (Astroza et al., 2012) b) Edifício de 6 pisos de alvenaria confinada após o sismo de 2007 no Peru (Brzev, 2007)	26
Figura 26 - Flexão vertical e horizontal (Coelho, 2016)	26
Figura 27 - Percurso da energia sísmica num edifício de alvenaria simples (Menon & Magenes, 2008)	27
Figura 28 - Mecanismos de rotura fora do plano (Shi et al., 2008).....	27
Figura 29 - a) Mecanismo D (D'Ayala & Paranoni , 2010), b) Mecanismo G (Vlachakis et al., 2020) ...	28
Figura 30 - a) Rotura por deslizamento (Yon, 2021), b) rotura por corte (Yon, 2021), c) rotura por flexão (Dazio & Beyer, 2010)	29
Figura 31 - Esquema do ensaio cíclico de paredes de alvenaria (Vasconcelos, 2005).....	31
Figura 32 - a) Exemplos de histórias de deslocamentos laterais; b) Resultados obtidos a partir dos diferentes tipos de histórias de deslocamentos laterais (Tomazevic M. , 1999)	32
Figura 33 - a) Alvenaria simples sem armadura de junta horizontal e junta vertical não preenchida, b) alvenaria simples sem armadura de junta horizontal com junta vertical preenchida, c) alvenaria simples com armadura de junta horizontal e junta vertical não preenchida, d) alvenaria confinada sem armadura de junta horizontal e junta vertical não preenchida, e) alvenaria confinada com armadura de junta horizontal e junta vertical não preenchida, f) alvenaria confinada com armadura de junta horizontal ancorada e junta vertical não preenchida (Gouveia & Lourenço, 2007)	33
Figura 34 - a) Esquema do edifício e paredes testados, b) aplicação de reforço (Triller et al., 2019)...	33
Figura 35 - a) Edifício construído (Moon et al., 2007), b) carregamento aplicado (Yi et al., 2006)	35
Figura 36 - Estrutura testada (Abrams, 1996)	35
Figura 37 - Esquema de uma plataforma sísmica com 6 GL (Marques, 2016)	36
Figura 38 - a) Vista noroeste do edifício, b) esquema dos danos observados (Kallioras et al., 2018) ...	37

Figura 39 - a) Bloco de terra compactada, b) planta estrutural, c) perspectiva do sistema estrutural, d) modelo da mesa sísmica terminado (Ramos et al., 2016)	38
Figura 40 - a) Edifício simétrico, b) edifício assimétrico (Avila, 2014)	40
Figura 41 - Esquema do funcionamento dos ensaios pseudo-dinâmicos (Marques, 2016)	41
Figura 42 - a) Unidades de alvenaria utilizadas, b) edifícios construídos (Anthoine & Molina, 2008)....	41
Figura 43 - Configuração dos ensaios (Anthoine & Molina, 2008)	42
Figura 44 - Planta do edifício; (a) 1º piso; (b) 2º piso. Dimensões em cm.	45
Figura 45 - Vista do edifício em altura	46
Figura 46 - Geometria do tijolo utilizado	46
Figura 47 - Vistas laterais das paredes do edifício e definição do aparelho regular	47
Figura 48 - Planta estrutural das lajes	48
Figura 49 - a) Configuração dos ensaios estáticos cíclicos, b) Distribuição dos varões dywidag indicados a vermelho (Aşikoğlu et al., 2021).....	49
Figura 50 - Detalhes da construção da fundação: a) Montagem da cofragem, b) posicionamento da armadura, c) posicionamento e ajuste da armadura, d) pormenor da armadura, espaçadores e tubos de PVC.....	50
Figura 51 - a) Betonagem e vibração da fundação, b) conclusão da betonagem da fundação	51
Figura 52 - a) Descofragem, b) corte/ajuste dos tubos de PVC em altura	51
Figura 53 - a) Posicionamento da 1ª fiada de unidades, b) elevação das paredes	52
Figura 54 - a) Execução de um dos lintéis, b) conclusão do 1º piso do edifício	53
Figura 55 - a) Montagem da cofragem e colocação da armadura das vigas, b) Posicionamento dos perfis dos perfis metálicos e da armadura, c) Posicionamento dos tubos de PVC e varões pré-esforçados, e detalhe das placas de carga e recarga	54
Figura 56 - Betonagem e vibração da laje.....	54
Figura 57 - a) Elevação das paredes do 2º piso, b) execução dos lintéis do 2º piso, c) montagem dos perfis metálicos, tubos de PVC e varões de pré-esforçados, d) betonagem, e) vibração, f) edifício concluído	55
Figura 58 - a) Compactação através de pancadas, b) remoção do excesso de argamassa, c) Remoção do molde, d) medição do diâmetro numa das direções	57
Figura 60 - Preparação de provetes de argamassa	57
Figura 61 - Preparação dos provetes de betão.....	58
Figura 62 - Ensaio de resistência à compressão uniaxial das unidades de alvenaria em três direções diferentes (Aşikoğlu et al., 2021)	60

Figura 63 - Configuração dos ensaios de resistência à compressão uniaxial (frente e verso)	62
Figura 64 - a) Gráfico força-deslocamento, b) gráfico tensão-extensão.....	62
Figura 65 - Exemplos de modos de rotura obtidos nos ensaios de compressão uniaxial	64
Figura 66 - a) Configuração dos ensaios no plano paralelo às juntas horizontais, b) gráfico força-deslocamento dos ensaios no plano paralelo às juntas horizontais, c) configuração dos ensaios no plano perpendicular às juntas horizontais, d) gráfico força-deslocamento dos ensaios no plano perpendicular às juntas horizontais.....	65
Figura 67 - a) Rotura no plano paralelo às juntas, b) rotura no plano perpendicular às juntas (Aşıkoğlu et al., 2021)	66
Figura 68 - a) Configuração dos ensaios de compressão diagonal, b) gráfico tensão-extensão (Aşıkoğlu et al., 2021)	66
Figura 69 - a) Típica rotura observada nos provetes, b) rotura observada no provete 4 (Aşıkoğlu et al., 2021).....	67
Figura 70 - Configuração do ensaio de resistência ao corte inicial (Aşıkoğlu et al., 2021	68
Figura 71 - a) Rotura por corte nas interfaces unidade-argamassa, b) rotura por separação das unidades (Aşıkoğlu et al., 2021)	68
Figura 72 - a) Vibrador de massa excêntrica e disposição dos equipamentos de ensaio, b) comparação dos dois primeiros modos de vibração do ensaio e do modelo numérico (Gomes & Carvalho, 2014)..	71
Figura 73 - Modelo experimental em alvenaria de pedra e pavimentos em madeira (Mendes et al., 2010)	71
Figura 74 - a) Ensaio de vibração livre na ponte de Vasco da Gama, b) identificação do coeficiente de amortecimento do 1º modo de torção (Caetano et al., 2010)	72
Figura 75 - Posição dos equipamentos de ensaio e ponto de aplicação da carga (seta para baixo) (Magalhães et al., 2012).....	73
Figura 76 - a) Plano de disposição dos acelerómetros, b) Posicionamento dos acelerómetros na mesquita (Aşıkoğlu , 2018).....	73
Figura 77 - a) Aplicação dos deslocamentos através de macaco hidráulico, b) disposição dos equipamentos de medição (Masciotta et al., 2020)	74
Figura 78 - Modelo de elementos: a) sem a laje do 2º piso, b) com a laje do 2º piso.....	75
Figura 79 - Modos de vibração obtidos: a) 1º modo de vibração sem laje, b) 1º modo de vibração com a laje, c) 2º modo de vibração sem a laje, d) 2º modo de vibração com a laje, e) 3º modo de vibração sem	

laje, f) 3º modo de vibração com a laje, g) 4º modo de vibração sem a laje, h) 4º modo de vibração com a laje.....	77
Figura 80 - a) "Setup" 1; b) "setup" 2; c) "setup" 3	79
Figura 81 - Identificação dos modos de vibração através do método EFDD na ausência da laje do 2º piso	80
Figura 82 - Identificação dos modos de vibração através do método EFDD com a laje do 2º piso	81
Figura 83 - Identificação dos modos de vibração através do método SSI-UPCX, na ausência da laje do 2º piso	82
Figura 84 - Identificação dos modos de vibração através do método SSI-UPCX, com a laje do 2º piso .	82
Figura 85 - a) Comparação dos modos de vibração obtidos através dos dois métodos (EFDD e SSI-UPCX) na ausência da laje do 2º piso, b) comparação dos modos de vibração obtidos através dos dois métodos (EFDD e SSI-UPCX) com a laje do 2º piso	83
Figura 86 - a) 1º Modo de vibração, b) 2º modo de vibração, c) 3º modo de vibração	87

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Dimensões dos provetes para a realização de ensaios de determinação da resistência à compressão da alvenaria (EN 1052-1, 1999)	20
Tabela 2 - Dimensões dos provetes para a realização de ensaios de determinação da resistência ao corte da alvenaria (EN 1052-3, 2002)	22
Tabela 3 - Dimensões dos provetes para a realização de ensaios de determinação da resistência à flexão da alvenaria (EN 1052-2, 1999)	23
Tabela 4 - Resultados obtidos através dos ensaios de espalhamento	56
Tabela 5 - Resistência à compressão média das unidades em direções diferentes (Aşıkoğlu et al., 2021)	60
Tabela 6 - Resistência à compressão e à flexão da argamassa (Aşıkoğlu et al., 2021)	61
Tabela 7 - Valor médio da resistência característica à compressão e módulo de elasticidade (E)	63
Tabela 8 - Resistência à flexão média dos provetes (Aşıkoğlu et al., 2021)	65
Tabela 9 - Propriedades elásticas dos materiais (Aşıkoğlu, 2021)	76
Tabela 10 - Frequências obtidas na análise preliminar de "eigenvalue"	77
Tabela 11 - Comparação dos resultados obtidos pelos métodos EFDD e SSI-UPCX (MAC)	84
Tabela 12 - Comparação das frequências experimentais e numéricas após a calibração	85

1. INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO TEMÁTICO E MOTIVAÇÃO

A construção em alvenaria consiste num sistema construtivo mais amplamente utilizado a nível mundial. Para ter uma melhor noção deste conceito apresenta-se na Figura 1 a percentagem de edifícios de alvenaria não armada, incluindo construções de adobe, de alvenaria de blocos de betão e de tijolos, em vários países do mundo (Thomas M., 2010).

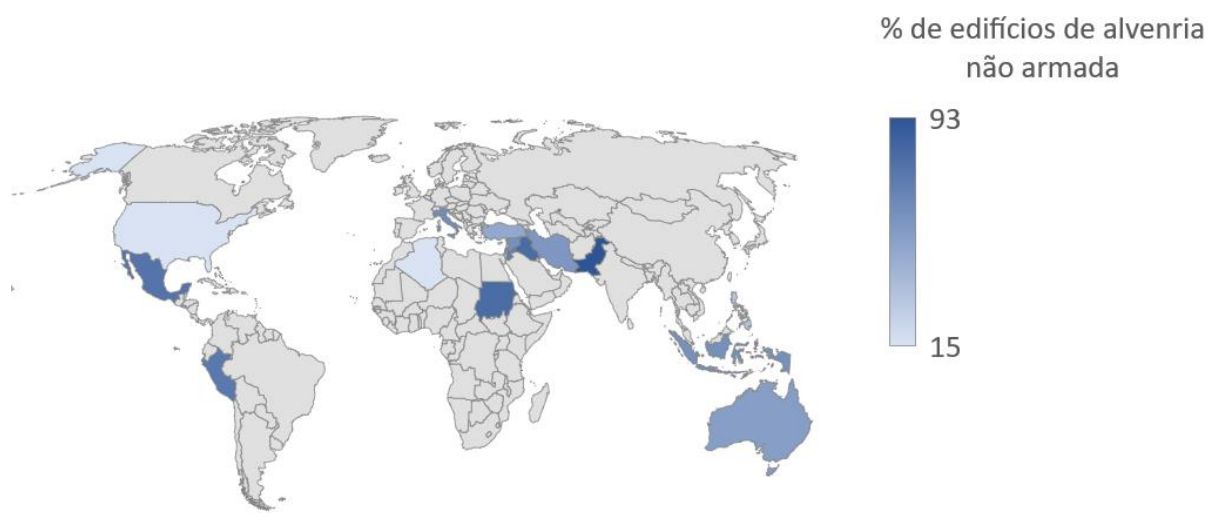


Figura 1 - Percentagem de edifícios de alvenaria não armada em vários países (Thomas M., 2010)

De acordo com Thomas M. (2010), o colapso de edifícios tem sido a principal causa de mortalidade associada aos eventos sísmicos. A ocorrência de sismos no passado mostrou que muitas estruturas de alvenaria colapsaram ou sofreram danos com maior ou menor gravidade o que permitiu evidenciar a vulnerabilidade sísmica deste tipo de construções. Das estruturas de alvenaria, as construções de alvenaria não armada (edifícios de alvenaria tradicional antigos) são as mais vulneráveis quando sujeitas a ação sísmica uma vez que são os seus pavimentos e coberturas são constituídos por elementos flexíveis e fracamente ligados aos elementos verticais estruturais, o que promove a separação das paredes e roturas das paredes para fora do seu plano devido à sua incapacidade de dissipação de energia (Alves, 2011).

Com o aparecimento do betão armado e das estruturas metálicas a utilização da alvenaria como solução estrutural foi sendo abandonada, ficando limitada à construção de paredes divisórias. As soluções de betão armado e construções metálicas tiveram uma evolução muito rápida, pois passaram

a ser o principal foco das investigações da engenharia civil, surgindo rapidamente regulamentos de dimensionamento (Gouveia et al., 2007). Hoje em dia, ainda se nota a preferência pelas construções de betão armado, tanto a nível da construção civil como a nível do ensino académico, isto é, as escolas de engenharia civil continuam a priorizar a tecnologia do betão armado, raramente abordando outras soluções construtivas (Cardoso, 2015).

No entanto, a utilização da alvenaria estrutural como um sistema de construção alternativo à solução tradicional e dominante em betão armado para edifícios habitacionais de pequeno e médio porte é ainda utilizado em vários países do mundo, incluindo países europeus desenvolvidos como Itália e Alemanha, e tem sido alvo de investigação face às vantagens associadas à simplicidade na tecnologia de construção, à qualidade do ambiente interior pois fornece bom isolamento térmico e acústico, aos custos, à durabilidade e resistência ao fogo (Vasconcelos et al., 2007; Cardoso, 2015).

Tendo isto tudo em conta, é possível afirmar que a avaliação do comportamento e danos estruturais da alvenaria estrutural quando sujeita à ação sísmica é muito importante para permitir otimizar e garantir o sucesso da utilização desta solução e consequentemente diversificar a construção de edifícios residenciais. Assim, a realização de investigações quer a nível numérico, quer a nível experimental focadas na análise do comportamento estrutural de edifícios de alvenaria sujeitos a ações dinâmicas é muito relevante.

1.2 Objetivos e metodologia

O mau desempenho sísmico que as antigas construções de alvenaria apresentaram continuam a ser o principal obstáculo à aplicação da alvenaria estrutural para edifícios residenciais de pequeno e médio porte. Assim, é possível afirmar que apesar de já existirem vários trabalhos sobre o comportamento estrutural dos edifícios de alvenaria, continua a ser necessário a realização de mais investigação para o desenvolvimento de uma base de dados de confiança e de novas abordagens de projeto, dimensionamento e construção.

Este trabalho enquadra-se numa campanha experimental alargada de edifícios de alvenaria de tijolo cerâmico com base em ensaios estáticos cíclicos para a melhor compreensão do comportamento sísmico destas estruturas. Inicialmente, pretendia-se acompanhar o planeamento dos ensaios, realização dos ensaios e processamento dos resultados. No entanto, devido a constrangimentos de utilização de espaços e plataformas de ensaios no laboratório não foi possível antecipar a realização destes ensaios na duração do presente trabalho.

O objetivo principal deste trabalho de contribuir para uma maior compreensão do comportamento sísmico de edifícios de alvenaria estrutural mantém-se, ainda que suportado por trabalho experimental e numérico não centrado nos ensaios estáticos cíclicos. Estes estudos são importantes de modo que o maior nível de conhecimento resulte na promoção da sua utilização em edifícios de habitação de pequeno e médio porte.

Assim, e para responder ao objetivo principal da dissertação, definiram-se diferentes tarefas, nomeadamente:

1. Revisão do estado de arte relativamente ao comportamento de edifícios de alvenaria quando sujeitos a ações dinâmicas;
2. Construção de um modelo experimental de um edifício de alvenaria estrutural e avaliação da tecnologia construtiva;
3. Caracterização mecânica dos materiais utilizados;
4. Obtenção das características dinâmicas, nomeadamente modos e frequências de vibração em duas situações de estudo diferentes (edifício em fase construtiva e edifício concluído);
5. Calibração de um modelo numérico representativo do modelo experimental.

A realização destas tarefas envolve diferentes abordagens, nomeadamente experimental (construção do edifício, caracterização do comportamento mecânico dos materiais, identificação dinâmica) e numérica com a simulação do modelo experimental por meio do método dos elementos finitos e realização de uma análise modal.

1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação é composta por seis capítulos: (1) Introdução, (2) Revisão do estado de arte, (3) Caracterização experimental - Edifício em alvenaria estrutural, (4) Caracterização dos materiais, (5) Identificação Dinâmica, (6) Considerações Finais. De seguida é apresentado um resumo do conteúdo de cada um deles.

Capítulo 1: dedica-se ao enquadramento temático e motivação da tese, e à exposição dos principais objetivos a alcançar.

Capítulo 2: apresenta uma extensa revisão sobre a evolução dos sistemas construtivos em alvenaria. São apresentados diferentes sistemas construtivos em alvenaria estrutural, requisitos para os materiais e propriedades mecânicas da alvenaria de acordo com os regulamentos (Eurocódigo 6 e

Eurocódigo 8). Também é discutido o comportamento sísmico das estruturas de alvenaria, incluindo as principais vulnerabilidades, sendo também apresentada uma pequena revisão de trabalhos de investigação que se focaram na caracterização experimental da alvenaria estrutural.

Capítulo 3: apresenta as características do modelo experimental e descreve todo o procedimento construtivo. Descreve-se também a preparação de provetes e ensaios realizados durante a construção do edifício.

Capítulo 4: apresenta informação relativa aos materiais e às propriedades mecânicas dos materiais que constituem a alvenaria, e são apresentados os resultados experimentais da resistência à flexão, da resistência ao corte inicial, da resistência à compressão uniaxial e resistência ao corte através de ensaios de compressão diagonal.

Capítulo 5: apresenta uma breve revisão sobre a obtenção de características dinâmicas de estruturas. Também apresenta a definição do modelo numérico do edifício em estudo, a realização de medições de vibração ambiente em duas situações diferente (edifício em fase construtiva e edifício concluído), e a calibração do modelo numérico.

Capítulo 6: apresenta as principais conclusões e algumas considerações para trabalhos futuros.

2. REVISÃO DO ESTADO DE ARTE

2.1 A alvenaria como sistema estrutural desde a antiguidade

Desde os primórdios da humanidade os seres humanos sempre tiveram a necessidade de se proteger das intempéries da natureza, dos animais selvagens e povos inimigos, construindo para isso simples abrigos à base da sobreposição de blocos de pedras de vários tamanhos. Mas nem todos os locais dispunham de pedras de forma abundante, no entanto, eram ricos em outras matérias-primas como por exemplo a argila, surgindo assim os tijolos moldados de argila secos ao sol (Coelho, 2016). Assim, é possível afirmar que o emprego de diferentes tipos de materiais nas antigas construções de alvenaria, que se podem encontrar ao redor do mundo, dependem da sua abundância e proximidade dos locais de construção.

Mais tarde, com a evolução das capacidades do ser humano e das ferramentas disponíveis, as pedras utilizadas na alvenaria começaram a ser cortadas em dimensões mais regulares, obtendo-se estruturas com maior coesão e menor quantidade de vazios. Também a secagem dos tijolos de argila passou a ser realizada com recurso a fornos, aumentando a sua resistência e durabilidade (Coelho, 2016).

Alguns exemplos de antigas construções em alvenaria que ainda hoje se encontram erguidas, mesmo passados muitos anos da sua construção, são:

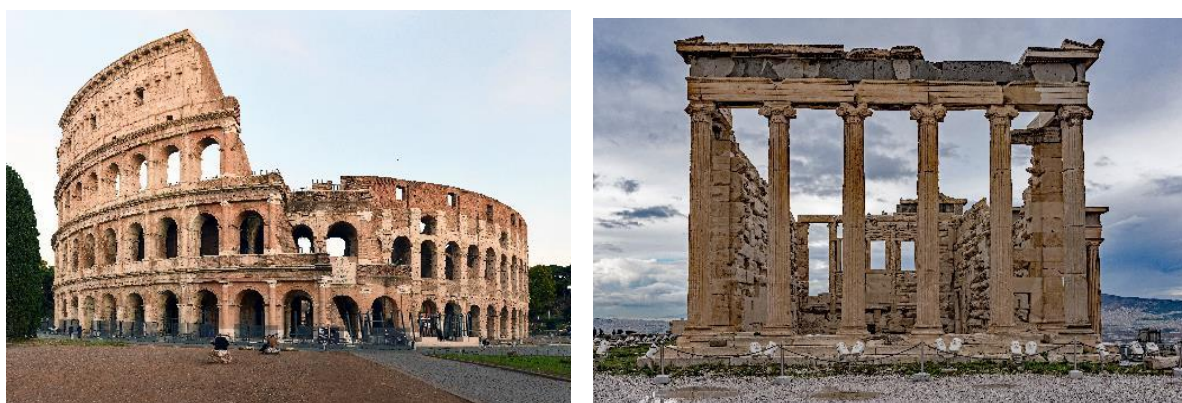


Figura 2 - a) Coliseu de Roma, Itália (FeaturedPics, 2020), b)"Erechtheum", Grécia (Bengt Nyman from Vaxholm, 2017)



Figura 3 - a) Pirâmides de Gizé, Egito (Liberato, 2006), b) “Kukulcan Temple”, México (Peternel, 2016)

A partir do século XI com o período românico (século XI até XIII) e o período gótico (século XII até XV) surgiram várias construções em alvenaria de edifícios religiosos com diferentes características arquitetônicas. As catedrais românicas substituíram os tetos de madeira por abóbadas de pedra designadas por abóbadas de berço, tinham um interior mais simples e sombrio e eram constituídas por paredes mais grossas (Técnico, 2007). As catedrais góticas possuíam uma estrutura mais ampla com o objetivo de conseguir maior luminosidade, e são conhecidas pela utilização do arco em ogiva que é mais aligeirado (Técnico, 2007).

Na Figura 4a é apresentada a Basílica de Saint-Sernin de Toulouse que é uma igreja católica localizada na cidade de Toulouse na França, construída em estilo românico entre o século XI e XII, e é a maior igreja românica conservada na Europa. A Figura 4b apresenta a Catedral de Barcelona, construída nos séculos XIII a XV, que serve como exemplo de uma construção religiosa em estilo gótico.

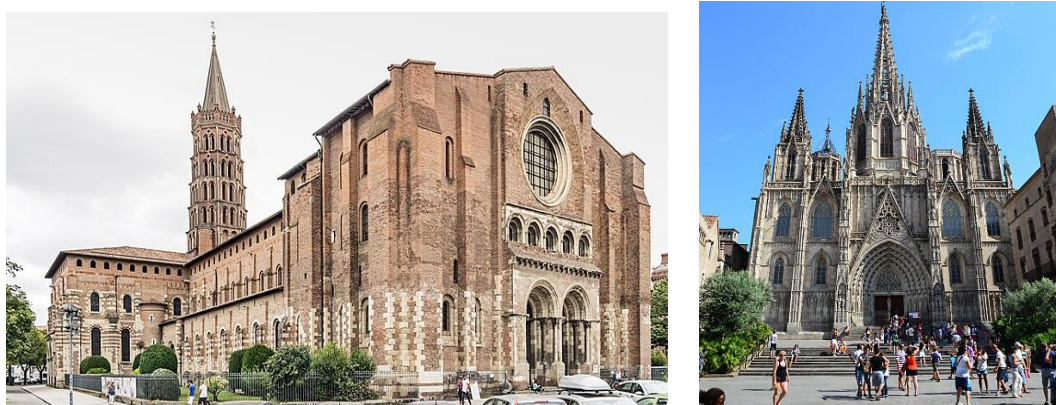


Figura 4 - a) Basílica de Saint-Sernin de Toulouse (Descouens, 2017), b) Catedral de Barcelona (Mromanchenko, 2013)

As estruturas referidas anteriormente, para além de apresentarem grande importância histórica e hoje em dia serem algumas das principais destinações turísticas, também servem de evidência da durabilidade da alvenaria estrutural como sistema construtivo.

Mais recentemente, entre 1889 e 1891 (século XIX) foi construído em Chicago o edifício Monadnock com 16 pisos e com paredes de espessura de 1,80 m ao nível da base, constituindo um importante passo para o início da construção em altura de edifícios em alvenaria estrutural (Ramalho &

Corrêa, 2003). Os autores acreditam que se o dimensionamento fosse realizado com base nos procedimentos atuais, a espessura das paredes na base seria inferior a 30 cm.



Figura 5 - Edifício Monadnock (Teich, 2010)

Nos anos que se seguiram ocorreu uma interrupção do desenvolvimento de novas tecnologias construtivas de alvenaria, surgindo nesse período a tecnologia de betão armado e a produção de aço, e consequentemente a realização de estruturas mais reticuladas, esbeltas e com alturas maiores (Gouveia et al., 2007). A construção em alvenaria deixou de ser tratada como uma solução estrutural, mesmo para edifícios de pequeno porte, ficando limitada a paredes não estruturais, ou seja, paredes divisórias (Gouveia et al., 2007).

Outra data importante para as construções em alvenaria é 1950, com a construção de um edifício de alvenaria estrutural não armada com 13 pisos, por Paul Haller, na Basileia, Suíça (Ramalho & Corrêa, 2003). As paredes internas deste edifício têm uma espessura de 15 cm, o que permite concluir que o dimensionamento foi efetuado com procedimentos semelhantes aos que existem atualmente, uma vez que são estas as paredes que suportam maioria das cargas atuantes (Ramalho & Corrêa, 2003). Quanto às paredes exteriores, estas têm uma espessura de 37,5 cm e (Ramalho & Corrêa, 2003) consideram que a escolha desta largura esta relacionada com o conforto térmico. “Este edifício é considerado como um marco da alvenaria estrutural não armada” (Gouveia et al., 2007).

No que diz respeito a Portugal, Gouveia et al., (2007) afirma que a evolução das construções em alvenaria não difere muito das que foram referidas anteriormente. Ou seja, também em Portugal foram realizadas muitas obras de alvenaria durante a Idade Média (século V a XV) como castelos, pontes, passeios e templos religiosos.

Os diferentes tipos de alvenaria que se podem encontrar em Portugal refletem a abundância de determinados materiais em cada região. No norte do país são encontrados edifícios de grandes dimensões em alvenaria de pedra (Gouveia et al., 2007). A sul do território nacional as habitações eram executadas recorrendo a alvenarias de terra e barro. Na região de Lisboa e em algumas zonas do Alentejo a utilização da pedra calcária é predominante (Clérigo, 2016).

As construções de alvenaria de pedra nacionais podem ser divididas em: alvenaria de pedra seca que se identifica pelo assentamento de pedras com reduzida ou nenhum argamassa e representa uma construção básica na qual se utiliza o granito ou o xisto nas paredes resistentes; alvenaria ordinária, bastante frequente nas zonas urbanas, consiste na utilização de pedras (geralmente o calcário) de formas e dimensões irregulares em alguns casos misturadas com elementos cerâmicos ligados através de uma argamassa de cal e areia; alvenaria mista na qual são utilizadas pedras de origens diferentes (granito, xisto ou calcário) misturadas entre si e em alguns casos, com elementos de madeira, cerâmicos e de ferro; e por fim as construções de cantaria constituídas por pedras aparelhadas que são representativas de edifícios monumentais (Pinho, 2007). Alguns exemplos dos tipos de alvenaria referidos são:



a)



b)



c)



d)

Figura 6 - a) Construção de alvenaria de pedra seca, b) construção de alvenaria ordinária, c) construção de alvenaria mista, d) construção de cantaria (Mosteiro de Jerónimos) (Pinho, 2007) (Manuelvbotelho, 2014)

Após 1930, verificou-se uma redução da alvenaria como solução estrutural com o aparecimento do betão armado e das estruturas metálicas. Estas soluções tornaram-se prioridade de investigação,

surgindo algum tempo após a sua revelação normas e documentos de dimensionamento, o que não se verificou para as estruturas de alvenaria (Gouveia et al., 2007). No entanto, tal como se pode observar na Figura 7, só a partir dos anos 60 é que se começou a utilizar, de forma mais sistematizada, paredes de tijolo para preencher pórticos de betão armado, até esse momento, nos anos 40 predominavam as paredes de pedra de pano simples e nos anos 50 as alvenarias eram compostas por pano duplo com o pano interior de tijolo e o pano exterior de pedra (Vasconcelos et al., 2015).

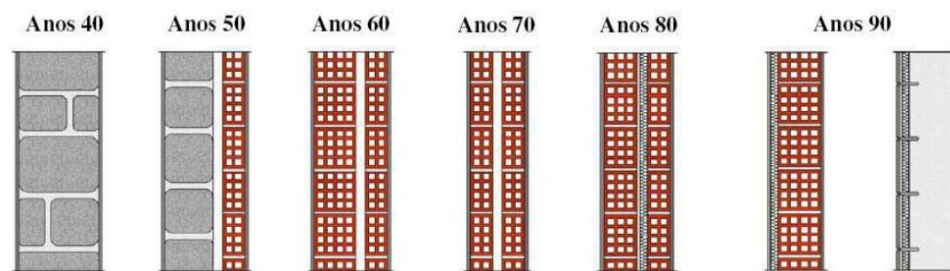


Figura 7 - Evolução das paredes de alvenaria em Portugal (Vasconcelos et al., 2015).

A alvenaria é uma das técnicas mais antigas de construção, no entanto, quando comparado o esforço e dedicação exercidos para sua evolução com aqueles que se verificaram para as soluções de betão armado e estruturas metálicas, é possível notar uma grande desigualdade. A falta de conhecimento fez com que esta solução construtiva seja associada a fracos resultados deixando de ser considerada como solução estrutural, no entanto, é possível observar que atualmente existem mais trabalhos de pesquisa com o objetivo de obter um melhor conhecimento do seu comportamento estrutural, motivados pelas vantagens de execução, avaliação e benefícios económicos (Gouveia et al., 2007). Para além disto, também se tem verificado a atualização e tradução dos regulamentos existentes, comprovando novamente o aumento do interesse pela alvenaria como solução estrutural alternativa.

2.2 Alvenaria moderna

Nesta secção pretende-se analisar os diferentes sistemas construtivos em alvenaria estrutural reconhecidos nos regulamentos e aplicados em diferentes regiões do globo. A opção por um sistema estrutural em alvenaria depende fundamentalmente da tradição do método construtivo, da disponibilidade de materiais e também da sismicidade do local.

2.2.1 Sistemas construtivos

Os edifícios de alvenaria são sistemas estruturais compostos por elementos verticais (paredes estruturais) e horizontais (lajes em betão armado ou lajes aligeiradas) unidos em todas as direções.

De acordo com o Eurocódigo 6 (2006), as soluções em alvenaria estrutural podem ser divididas em 3 tipos: alvenaria não armada, alvenaria confinada e alvenaria armada.

- Alvenaria não armada

Esta solução consiste na sobreposição de unidades de alvenaria de forma predefinida, ligadas através de uma argamassa, e sem qualquer tipo de reforço (Vasconcelos et al., 2007), de acordo com o Eurocódigo 6 (2006) a sobreposição das unidades tem de ser no mínimo 40% da sua altura ou 40 mm.

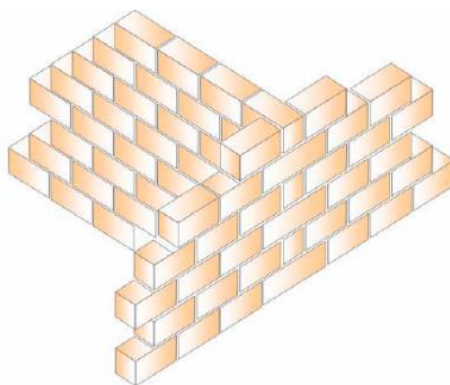


Figura 8 - Alvenaria não armada (Gouveia et al., 2007)

A aplicabilidade desta solução depende dos regulamentos e anexos nacionais de cada país, em Portugal esta solução está limitada apenas a zonas de baixa sismicidade, mas, por exemplo, na maior parte do território brasileiro não é necessário considerar a ação sísmica no dimensionamento estrutural e existem exemplos de construções de edifícios de alvenaria não armada até 10 pisos (Vasconcelos et al., 2007). Um aspeto importante que se deve ter em atenção é a espessura efetiva mínima das paredes resistentes de alvenaria não armada definida no Eurocódigo 8 (2010). De acordo com o anexo nacional deste regulamento, a espessura efetiva mínima para alvenaria simples (não armada) é de 24 cm. Na Figura 9, é possível observar um exemplo de uma obra em alvenaria não armada com unidades de argila, localizada no Algarve.



Figura 9 - Exemplo de alvenaria não armada (Gouveia et al., 2007)

- Alvenaria confinada

Neste tipo de alvenaria, tal como o nome indica, as paredes ficam confinadas por elementos estruturais (vigas e pilares ou cintas e montantes construtivos de pequena dimensão) de betão armado ou alvenaria armada, não exercendo função de pórtico. Estes elementos são executados depois da elevação da parede de modo a garantir a aderência e funcionamento conjunto da parede e dos elementos de confinamento, e podem ficar embutidos no interior ou visíveis com recurso a cofragem (Gouveia et al., 2007).

Alguns requisitos do Eurocódigo 8 (2010) para alvenaria confinada são:

- ⇒ Devem ser colocados elementos de confinamento em todas as extremidades livres das paredes;
- ⇒ Em qualquer abertura na parede com área superior a $1,5 \text{ m}^2$;
- ⇒ O afastamento entre elementos de confinamento não deve ser superior a 5 m;
- ⇒ A espessura efetiva mínima das paredes de alvenaria confinada é de 15 cm.

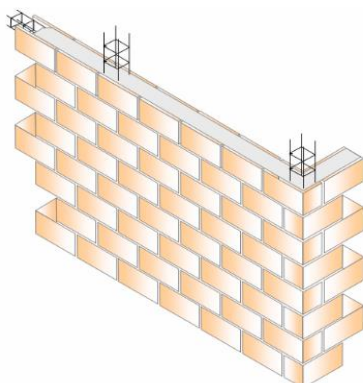


Figura 10 - Alvenaria confinada com unidades de alvenaria específicas (Gouveia et al., 2007).

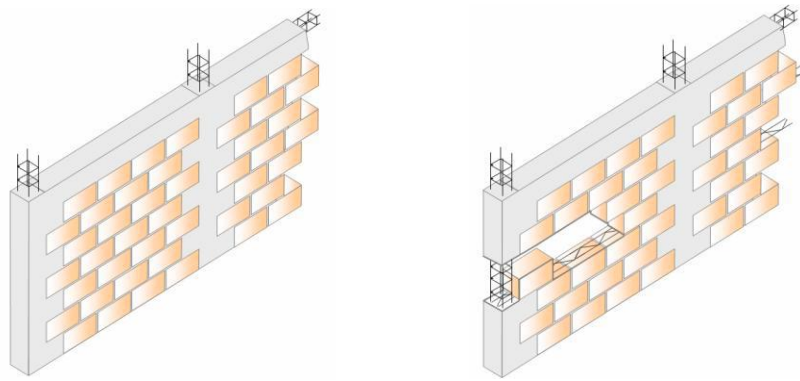


Figura 11 - Alvenaria confinada com elementos de betão armado de face à vista e alvenaria confinada com armadura de junta horizontal (Gouveia et al., 2007).

Com base em investigações e experiências realizadas após a ocorrência de sismos Tomazevic (1999) refere que a alvenaria confinada melhora a ligação entre as paredes estruturais, a estabilidade de paredes estruturais mais esbeltas, aumenta a resistência e ductilidade e reduz o risco de desintegração dos painéis de alvenaria afetados pelo sismo.

Na Figura 12 é apresentado um exemplo real da aplicação da alvenaria confinada, na construção de uma adega na Argentina.



Figura 12 - Exemplo de alvenaria confinada (Crisafulli, 2014)

⇒ Alvenaria armada

Esta solução construtiva consiste na colocação de armadura nas células verticais dos blocos ou nas juntas horizontais que são posteriormente preenchidas com betão ou calda de cimento (grout), (Vasconcelos et al., 2007).

Alguns requisitos do Eurocódigo 8 (2010) para alvenaria armada são:

- ⇒ O espaçamento vertical entre as armaduras horizontais não deve ser superior a 60 cm;
- ⇒ O diâmetro dos varões a utilizar não deve ser inferior a 4 mm;
- ⇒ Devem ser evitadas percentagens elevadas de armadura horizontal pois podem provocar a rotura por compressão das unidades antes da cedência das armaduras;

⇒ A espessura efetiva mínima das paredes de alvenaria armada é de 15 cm.

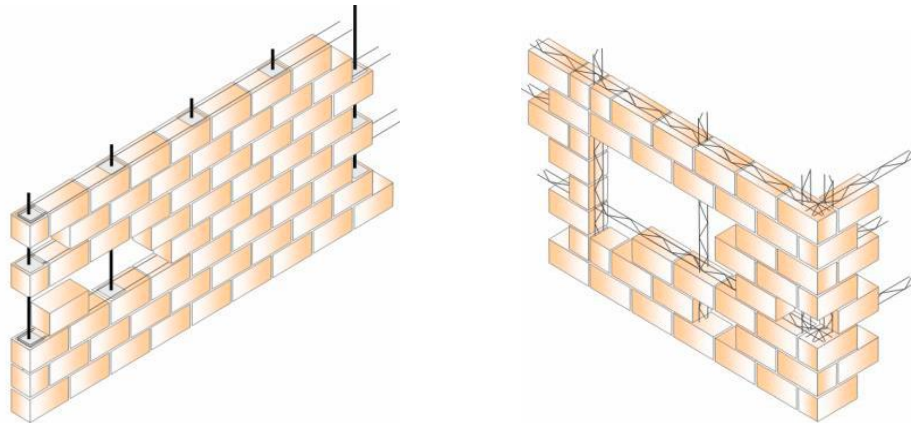


Figura 13 - Alvenaria armada com armadura ordinária e alvenaria armada com armadura em treliças de aço inoxidável (Gouveia et al., 2007).

Segundo Tomazevic (1999), este sistema construtivo permite aumentar significativamente a resistência às ações sísmicas e a capacidade de dissipação de energia devido à presença de armadura na alvenaria, e, portanto, é adequado a zonas de maior sismicidade.

Comparativamente às duas soluções anteriores, esta solução tem um melhor desempenho estrutural no que diz respeito à dissipação de energia, distribuição de tensões e valores de resistência ao corte últimos quando solicitada a ações horizontais. No entanto exige um cuidado maior na escolha entre os diferentes tipos de unidades de alvenaria a utilizar na construção para não surgirem dificuldades na introdução das armaduras (Gouveia et al., 2007).

Na Figura 14 é possível observar um exemplo real da construção de um edifício residencial em alvenaria armada com unidades de argila, em Cleveland nos Estados Unidos.



Figura 14 - Exemplo de alvenaria armada (Wikipedia, 2015)

2.3 Materiais

Como em qualquer tipo de construção, a qualidade das construções em alvenaria depende essencialmente da correta conceção da alvenaria durante a fase construtiva e da adequada escolha e qualidade dos materiais. Os principais materiais das construções em alvenaria são as unidas de alvenaria que são os elementos resistentes, a argamassa que é o ligante e a armadura que funciona como reforço.

2.3.1 Unidades

Segundo o Eurocódigo 6 (2006) as unidades de alvenaria podem ser:

- ⇒ Unidades cerâmicas de acordo com EN 771-1;
- ⇒ Unidades sílico-calcárias de acordo com EN 771-2;
- ⇒ Unidades de betão (de agregados correntes ou leves) de acordo com EN 771-3;
- ⇒ Unidades de betão celular autoclavado de acordo com EN 771-4;
- ⇒ Unidades de pedra artificial de acordo com EN 771-5;
- ⇒ Unidades dimensionadas de pedra natural de acordo com EN 771-6.

Para além do tipo de material, as unidades de alvenaria também se podem distinguir através das suas características geométricas, mais concretamente no que diz respeito à sua furação. O Eurocódigo 6 (2006) classifica as unidades de alvenaria em 4 grupos:

- ⇒ Grupo 1: unidades maciças ou com reduzida percentagem de furação;
- ⇒ Grupo 2: unidades com furação vertical;
- ⇒ Grupo 3: unidades com furação vertical com elevada percentagem de furação;
- ⇒ Grupo 4: unidades com furação horizontal.

A tabela 3.1 do Eurocódigo 6 (2006), indica de forma pormenorizada os requisitos geométricos de cada um dos grupos referidos. Um exemplo de restrição presente nesta tabela diz respeito ao volume de todos os furos. É referido que para unidades do grupo 1 este volume não deve ser superior a 25%, independentemente do tipo de material. Para unidades de alvenaria do grupo 2 o volume deve ser maior a 25% e menor ou igual a 55% ou 60% quando se trata de unidades de argila ou unidades de betão, respetivamente. Relativamente ao grupo 3, para unidades de argila o volume tem que ser maior ou igual a 25% e para unidades de betão deve ser superior a 25%, quanto ao volume máximo, para ambos os materiais o limite é de 70%. Por último, para unidades de argila do grupo 4 o volume de todos os furos

tem que ser maior a 25% e menor ou igual a 70%, no caso de unidades de betão este volume também deve ser superior a 25%, mas não deve ultrapassar os 50%.

Na figura seguinte é possível observar alguns exemplos de unidades de alvenaria com diferentes tipos de furação.

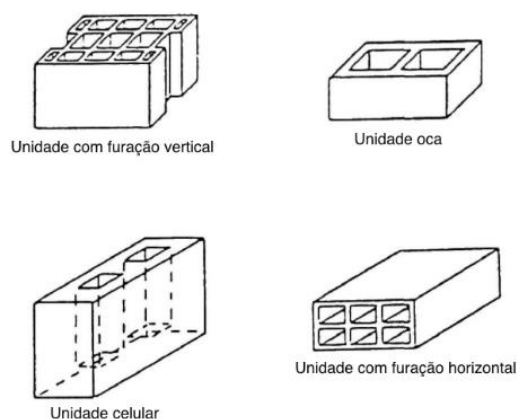


Figura 15 - Tipos de unidades de alvenaria, reproduzido de (Tomazevic M. , 1999)

É importante referir que o anexo nacional do Eurocódigo 8 (2010) apresenta algumas limitações relativamente às unidades de alvenaria que são:

- ⇒ A resistência mínima das unidades de alvenaria em geral é de $f_{b, \min} = 4 \text{ N/mm}^2$ e $f_{bh, \min} = 2 \text{ N/mm}^2$;
- ⇒ Em situações que não sejam de baixa sismicidade não podem ser utilizadas unidades do Grupo 3 e as unidades cerâmicas do Grupo 4 não devem ter furação superior a 60% e devem ainda cumprir simultaneamente limitações quanto às espessuras dos septos, paredes e espessura combinada.
- ⇒ A alvenaria simples apenas é permitida em zonas de baixa sismicidade e se for realizada com unidades do Grupo 1.

Quanto à sua utilização, nos países desenvolvidos como por exemplo na Alemanha e na Itália, as unidades cerâmicas são as mais frequentemente utilizadas (Lourenço, 2002). As unidades de betão também são usadas com frequência, e um exemplo de país onde este tipo de unidades domina é o Brasil (Ramalho & Corrêa, 2003).

Com o objetivo de tornar a alvenaria estrutural uma solução mais competitiva, foram e têm sido realizadas investigações que visam encontrar novas unidades de alvenaria com melhor desempenho

estrutural, acústico e térmico. Apresentam-se a seguir alguns exemplos de inovações desenvolvidas em alguns países da Europa (Dias, 2011):

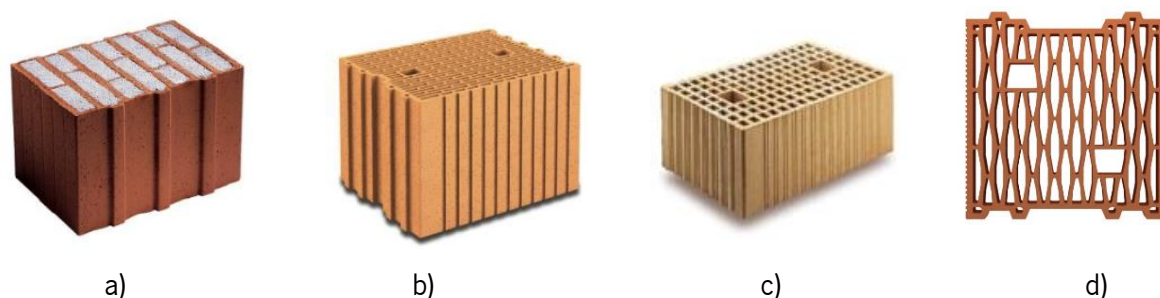


Figura 16 - a) Modelo T9 de Poroton (Dias, 2011); b) Unidade cerâmica Porotherm (Dias, 2011); c) Modelo Alveolater (Dias, 2011); d) Peça base do sistema cBloco (Dias, 2011)

Na Figura 16a está representado o modelo T9, que é uma recente inovação na Alemanha que consiste na incorporação de perlite que lhe confere capacidades de isolamento térmico elevadas (Dias, 2011). A Figura 16b apresenta o desenvolvimento de blocos cerâmicos aligeirados para alvenaria estrutural e isolante em pano único realizados na França, pela Porotherm. Os blocos são fabricados a partir da mistura de argila com granulados combustíveis que durante a fase de cozedura são consumidos economizando energia e criando alvéolos de ar que melhoram o isolamento térmico (Dias, 2011).

Na Figura 16c é apresentado um exemplo dos blocos desenvolvidos por Alveolater, na Itália, que possuem ótimas características termo-isolantes devido aos poros fechados distribuídos na pasta e através da geometria interna dos alvéolos de furação com um elevado número de fiadas na direção perpendicular ao fluxo térmico (Dias, 2011). Por fim, na Figura 16d está representada uma inovação a nível nacional desenvolvida pelo CTCV (Centro Tecnológico da Cerâmica e do Vidro) em colaboração com a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e com a Universidade do Minho. Trata-se de um sistema de alvenaria estrutural otimizado a nível da resistência mecânica, térmica e acústica designado por cBloco, que é constituído por uma peça base de furação vertical com alvéolos otimizados do ponto de vista térmico e permite realizar a construção sem recorrer a cofragens uma vez que as peças servem de coragem perdida, o que é benéfico em termos de rapidez de execução e economia (Dias, 2011).

A constante inovação das unidades de alvenaria conduziu à existência de unidades com diversas formas e dimensões bem como de elementos complementares que permitem realizar ajustes dimensionais, possibilitando a construção modular. A modulação consiste em escolher de forma adequada as unidades de alvenaria de modo a obter uma estrutura o mais próxima possível da pretendida (Oliveira & Batista, 2017). A definição de módulos deve ser adotada numa fase preliminar de projeto

uma vez que permite acertar e controlar as dimensões das paredes em planta e em alçado, em função das unidades disponíveis, de modo a evitar ao máximo o seu corte (Barboza et al., 2011; Lourenço, 2002). Na Figura 17 é apresentado um exemplo de aplicação da coordenação modular:

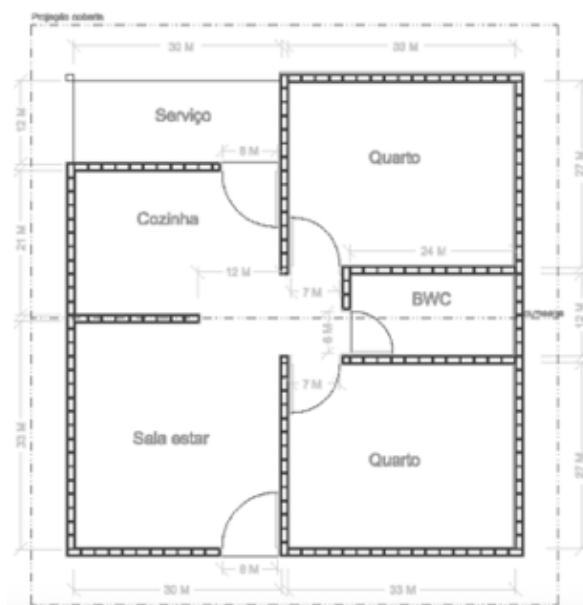


Figura 17 - Coordenação modular em planta de habitação (Barboza et al., 2011)

Um projeto de modulação deve conter especificações das unidades, detalhes sobre a fiada ímpar e a fiada par e cortes dos detalhes de amarração, possibilitando retirar o máximo proveito da modularidade da construção em alvenaria, melhorando significativamente a produtividade e qualidade dos produtos (Oliveira & Batista, 2017).

2.3.2 Argamassa

A argamassa é uma mistura de aglomerantes inorgânicos (cal e/ou cimento), agregados e água, que é utilizada para ligar as unidades de alvenaria (Tomazevic M. , 1999). A argamassa influencia o comportamento global da alvenaria uma vez que tem como principais funções transmitir e uniformizar as tensões entre as unidades de alvenaria, absorver pequenas deformações e prevenir a entrada de humidade e vento para o interior das edificações (Ramalho & Corrêa, 2003). Atualmente existem argamassas pré-misturadas que permitem um melhor controlo de qualidade e um aumento da velocidade de construção, contribuindo de forma positiva para a evolução das técnicas de construção da alvenaria estrutural.

O Eurocódigo 6 (2006) define três tipos de argamassa, a argamassa corrente, a argamassa de camada fina e a argamassa leve, que devem ser classificadas de acordo com a sua resistência à

compressão que é indicada pela letra M seguida pelo valor da resistência à compressão em N/mm^2 e descritas pelo volume dos seus constituintes, cimento: cal: areia. Conforme a definição da sua composição, as argamassas podem ser prescritas o que implica que a sua preparação é baseada em quantidades predefinidas, e projetadas/fabricadas que correspondem a argamassas cujas proporções são seleccionadas com a intenção de obter determinadas propriedades (Briceño M. et al., 2019). O Eurocódigo 6 (2006) refere que o anexo nacional de cada país deve indicar as quantidades mais aceitáveis para cada um dos constituintes da argamassa. Em Portugal apenas são consideradas as classes de argamassa M5 e M10 com traços recomendados de 1: 3/4: 4 3/4 e 1: 1/8: 3, respetivamente (Briceño M. et al., 2019).

Relativamente à resistência que a argamassa deve apresentar para que seja possível a sua utilização em construções de alvenaria estrutural, o Eurocódigo 6 (2006) afirma que para elementos que não sejam juntas de assentamento, de alvenaria reforçada, a resistência mínima da argamassa é de 4 N/mm^2 e para utilização nas juntas é de 2 N/mm^2 . Quanto à resistência mínima que a argamassa deve apresentar para a sua utilização em zonas sísmicas, o Eurocódigo 8 (2010) refere que para a alvenaria simples e confinada a resistência da argamassa não deve ser inferior a 5 N/mm^2 e no caso da alvenaria armada não deve ser menor a 10 N/mm^2 .

2.3.3 Armadura

As armaduras utilizadas na alvenaria armada e confinada são iguais às usadas nas estruturas de betão armado. Nas juntas são frequentemente usadas armaduras em forma de escada ou em forma de treliça, de modo a melhorar o controlo da fendilhação, ver Figura 18 (Coelho, 2016; Tomazevic, 1999).

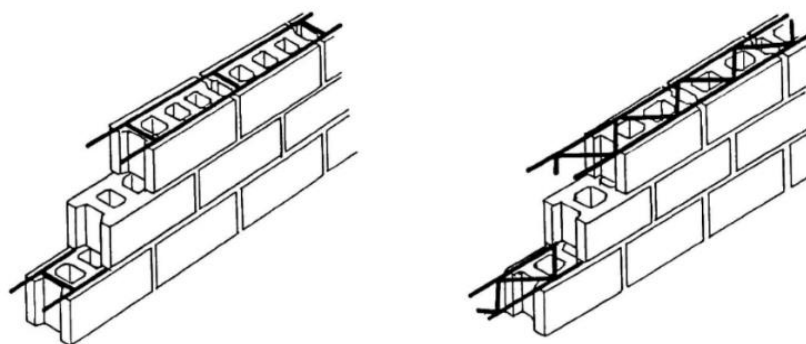


Figura 18 - Armadura de junta em forma de escada e em forma de treliça (Tomazevic M. , 1999)

De acordo com o Eurocódigo 6 (2006), o reforço de alvenaria com aço corrente deve respeitar a EN 10080 e o reforço pré-fabricado deve respeitar a EN 845-3. Para informações mais detalhadas sobre as propriedades das armaduras é recomendada a NP 1992-1-1.

A escolha da configuração de reforço mais adequada, depende da resistência que se pretende garantir à estrutura e do tipo de unidades a utilizar na construção, isto é, a sua furação uma vez que esta influência o espaço disponível para a introdução das armaduras.

De seguida, são apresentados alguns exemplos de sistemas de reforço que foram objeto de investigação num projeto designado por “DISWall” financiado pela Comissão Europeia (DISWall, 2008):

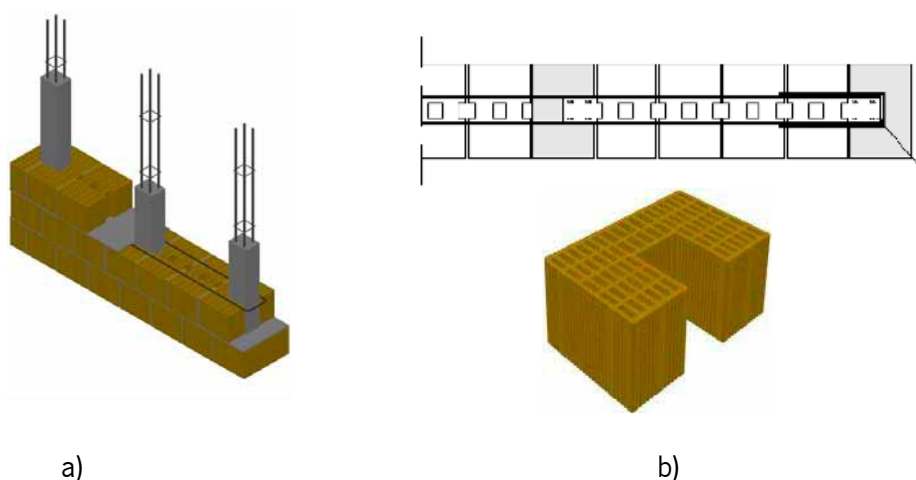


Figura 19 - a) Sistema construtivo com unidades de furação vertical (DISWall, 2008), b) Detalhes construtivos (DISWall, 2008)

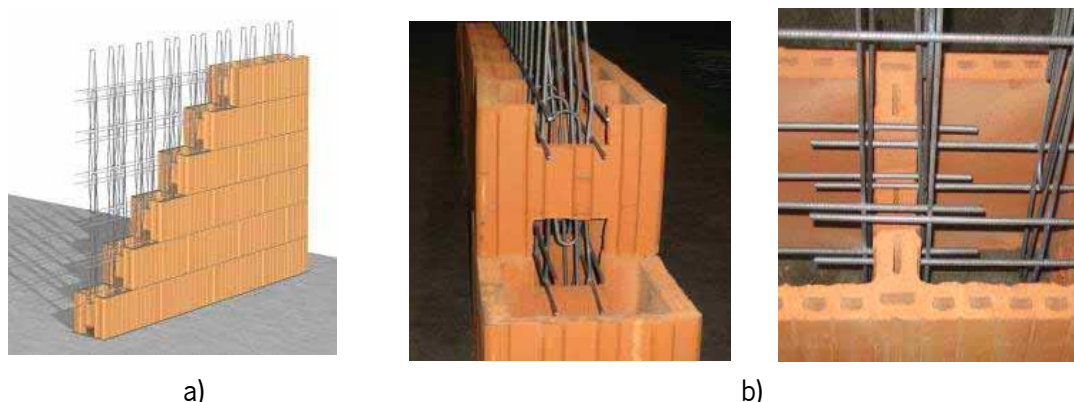


Figura 20 - a) Sistema de reforço na direção vertical e horizontal (DISWall, 2008), b) Detalhes do posicionamento do reforço nas unidades (DISWall, 2008)

Na Figura 19, esta representado um sistema de alvenaria armada com unidades de argila de furação vertical, que tem como base a utilização de uma unidade em forma de “C” que permite facilmente a sua colocação após o posicionamento da armadura (DISWall, 2008). A vantagem deste

sistema é que permite o desacoplamento das armaduras verticais para longe do eixo da parede e também a introdução de maior quantidade de reforço, garantindo um melhor comportamento da estrutura fora do plano (DISWall, 2008). Na Figura 20 é apresentado outro exemplo de sistema de reforço, que utiliza unidades de argila ocas nas quais são introduzidos os reforços verticais e horizontais. O reforço é dobrado numa forma adequada de modo a possibilitar a sua colocação no interior das unidades, ficando sobreposto ao reforço das unidades inferiores (DISWall, 2008).

2.4 Propriedades mecânicas da alvenaria (Eurocódigo 6)

É importante ter em atenção as propriedades mecânicas da alvenaria para garantir que a estrutura seja capaz de resistir a carregamentos verticais e horizontais aos quais será solicitada. O Eurocódigo 6 (2006) define quatro propriedades mecânicas: resistência à compressão, módulo de elasticidade, resistência ao corte e resistência à flexão.

2.4.1 Resistência à compressão e módulo de elasticidade

A resistência característica à compressão da alvenaria, f_k pode ser obtida:

- (1) Através de ensaios de acordo com a EN 1052-1;
- (2) Relação entre a resistência característica à compressão da alvenaria e a resistência à compressão das unidades de alvenaria e da argamassa;
- (3) Através das expressões indicadas no Eurocódigo 6

A norma EN 1052-1 (1999) especifica o método experimental para determinar a resistência à compressão. As dimensões dos provetes a testar devem estar de acordo com a Tabela 1 e devem ser usados pelo menos 3 provetes.

Tabela 1 - Dimensões dos provetes para a realização de ensaios de determinação da resistência à compressão da alvenaria (EN 1052-1, 1999)

Dimensão da unidade		Dimensão dos provetes de alvenaria			
l_u (mm)	h_u (mm)	Comprimento l_s	Altura h_s		Espessura t_s
≤ 300	≤ 150	$\geq (2 \times l_u)$	$\geq 5h_u$	$\geq 3t_s$ e $\leq 15t_s$ e $\geq l_s$	$\geq t_u$
	> 150		$\geq 3h_u$		
> 300	≤ 150	$\geq (1,5 \times l_u)$	$\geq 5h_u$		
	> 150		$\geq 3h_u$		

O provete deve ser colocado no centro do equipamento de ensaio para posteriormente ser aplicado o carregamento. A carga deve ser aumentada de forma constante para que a rotura seja alcançada entre 15 e 30 min após o início do carregamento (EN 1052-1, 1999).

Pelo Eurocódigo 6 (2006), a expressão geral que permite determinar a resistência característica à compressão da alvenaria é:

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta \quad (1)$$

Onde:

f_k é a resistência característica à compressão da alvenaria, em N/mm^2 ; K é uma constante que se obtém de acordo com a tabela 3.3 do Eurocódigo 6, por exemplo para unidades de argila do grupo 2 o valor de K a usar com argamassa de uso geral é de 0,45.

α e β são constantes;

f_b é a resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria, em N/mm^2 , na direção do efeito da ação aplicada;

f_m é a resistência à compressão da argamassa, em N/mm^2 .

É importante referir que os valores de f_b e f_m apresentam limites que dependem do tipo de argamassa, isto é, se se trata de argamassa convencional, argamassa de camada fina e argamassa leve.

Relativamente ao módulo de elasticidade (E) da alvenaria, o Eurocódigo 6 (2006) refere que este pode ser obtido a partir de ensaios, de acordo com a EN 1052-1, ou, em caso de não existirem resultados de ensaios disponíveis pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$E = K_E f_k \quad (2)$$

Em que o parâmetro K_E toma o valor de 1000 e f_k é o valor característico da resistência à compressão da alvenaria.

2.4.2 Resistência ao corte

A resistência característica ao corte da alvenaria, f_{vk} pode ser obtida através de:

- (1) Ensaios de compressão uniaxial de acordo com a EN 1052-3;
- (2) Através de expressões em função do tipo de argamassa e junta de assentamento presentes no Eurocódigo 6 (2006).

A norma EN 1052-3 (2002) especifica o método experimental para determinar a resistência ao corte, que consiste em preparar pelo menos 9 provetes com dimensões de acordo com a Tabela 2.

Quanto ao carregamento, este é aplicado no centro da chapa de aço superior, com pré-compressão perpendicular às juntas, ver Figura 21.

Tabela 2 - Dimensões dos provetes para a realização de ensaios de determinação da resistência ao corte da alvenaria (EN 1052-3, 2002)

Dimensão da unidade		Tipo e dimensões dos provetes	
l_u (mm)	h_u (mm)	Tipo de acordo com a figura 1	Dimensões (mm)
≤ 300	≤ 200	A	$l_s = l_u$
> 300	≤ 200	A	$l_s = 300$
≤ 300	> 200	B	$h_l = 200$; $l_s = l_u$
> 300	> 200	B	$h_l = 200$; $l_s = 300$

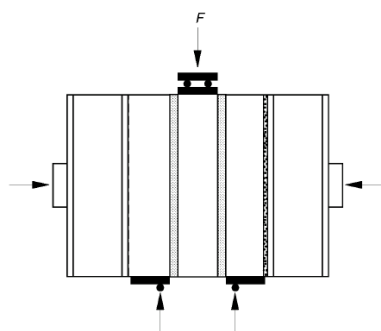


Figura 21 - Carregamento dos provetes nos ensaios de corte (EN 1052-3, 2002)

De acordo com o Eurocódigo 6 (2006), por exemplo, para alvenaria assente com argamassa convencional e com juntas preenchidas, a resistência ao corte pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d \quad (3)$$

Onde:

f_{vk} é a resistência característica ao corte da alvenaria, limitado ao menor valor de $0,065f_b$ ou f_{vlt} ;

f_{vlt} é o limite para o valor de f_{vk} ;

f_{vk0} é a resistência característica inicial ao corte da alvenaria, sob compressão nula;

σ_d é o valor de cálculo da tensão de compressão perpendicular ao plano corte.

2.4.3 Resistência à flexão

De acordo com o Eurocódigo 6 (2006) é necessário ter em conta a resistência característica à flexão da alvenaria no plano paralelo às juntas de assentamento, f_{x1} e no plano perpendicular às juntas de assentamento, f_{x2} como mostra a Figura 22:

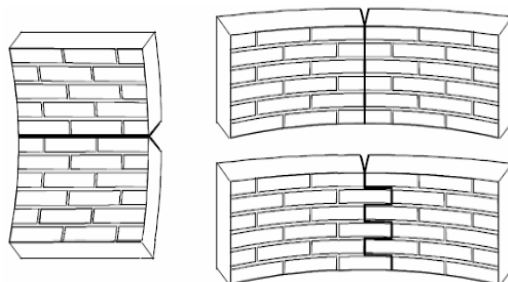


Figura 22 - Plano de rotura paralelo às juntas de assentamento e plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento (Gouveia & Lourenço, 2006)

Os valores de f_{x1} e f_{x2} podem ser obtidos através da realização de ensaios de acordo com a EN 1052-2 ou podem ser estabelecidos a partir de valores tabelados obtidos através de ensaios de resistência à flexão da alvenaria com combinações de unidades de alvenaria e argamassa adequadas (EC6, 2006). O método experimental para determinar a resistência à flexão consiste em preparar pelo menos 5 provetes para os dois eixos, de acordo com as dimensões da Tabela 3 (EN 1052-2, 1999).

Tabela 3 - Dimensões dos provetes para a realização de ensaios de determinação da resistência à flexão da alvenaria (EN 1052-2, 1999)

Direção	h_u (mm)	b (mm)	Condições adicionais
Resistência à flexão para um plano de rotura paralelo às juntas	qualquer	≥ 400 e $\geq 1,5l_u$	mínimo 2 juntas horizontal dentro de l_2
Resistência à flexão para um plano de rotura perpendicular às juntas	≤ 250	≥ 240 e $\geq 3l_u$	mínimo 1 junta vertical todos os percursos dentro de l_2
	> 250	≥ 1000	mínimo 1 junta horizontal e junta vertical em todos os percursos dentro de l_2

2.5 Comportamento sísmico da alvenaria

Esta secção tem como objetivo definir a vulnerabilidade sísmica e analisar o comportamento sísmico das estruturas de alvenaria no plano e fora do plano indicando os principais modos de rotura que podem ocorrer durante um evento sísmico. É fundamental estudar o comportamento estrutural da alvenaria e adquirir conhecimento sobre a vulnerabilidade sísmica de modo a proteger as estruturas de futuros sismos e evitar tragédias que se traduza em elevados prejuízos económicos e perda de vidas humanas.

2.5.1 Exemplos de vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria

A vulnerabilidade sísmica de uma estrutura pode ser definida como a tendência que esta apresenta para apresentar danos face a uma ação sísmica. Ao longo dos anos muitos edifícios de alvenaria sofreram danos com a ocorrência de vários sismos com maior ou menor gravidade. É frequente ocorrer o colapso global dos edifícios ou haver dano muito significativo que impede a sua reparação ou reabilitação (Lourenço et al., 2013). As análises efetuadas acerca dos efeitos das ações sísmicas sobre as construções em alvenaria permitiram concluir que os danos nas estruturas não dependem apenas da intensidade e das características dinâmicas do sismo, mas também do tipo de estrutura, da qualidade dos materiais, da própria construção, das ligações entre os elementos estruturais e não estruturais e das condições geológicas do local (Lourenço, 1999).

De acordo com Tomazevic (1999) uma disposição irregular em planta, a existência de grandes aberturas, má qualidade das argamassas e o incumprimento dos requisitos das normas e regulamentos vigentes para alvenaria estrutural são também causas comuns para o desenvolvimento de dano ou colapso dos edifícios de alvenaria mais recentes. Os edifícios de alvenaria não armada (maioritariamente edifícios de alvenaria tradicional antigos) são os que apresentam maior vulnerabilidade sísmica uma vez que os pavimentos e coberturas são constituídos por estruturas de madeira que se encontram insuficientemente ligados com os elementos verticais. Os pavimentos de madeira são considerados elementos flexíveis e simplesmente apoiados nas paredes de alvenaria, caracterizando-se pela inexistência de ligação destes às paredes. Este aspeto traduz-se na falta de travamento das paredes para fora do plano, promovendo a separação das paredes e, em alguns casos, roturas das paredes para fora do seu plano. Este comportamento está também associado à incapacidade dos pavimentos flexíveis, desempenharem o seu papel fundamental na distribuição das ações horizontais pelos elementos verticais (Alves, 2011). Na Figura 23a é apresentado um exemplo de edifício em que se observou a rotura da

parede para fora do plano devido à falta de um diafragma rígido na parte superior, e a Figura 23b mostra a queda das paredes longitudinais de alvenaria para fora do plano por causa da fraca ligação às paredes transversais (Maraveas, 2019).



Figura 23 - Colapso de paredes para fora do plano: a) rotura da parede para fora do plano devido à falta de um diafragma rígido, b) queda das paredes longitudinais de alvenaria para fora do plano devido a fraca ligação entre às paredes transversais (Maraveas, 2019)

A Figura 24 mostra como a implementação de pavimentos rígidos (por exemplo lajes de betão) e a sua eficiente ligação aos elementos verticais aumenta a capacidade de dissipação de energia com base em mecanismos de resistência das paredes no plano, contribuindo para o melhoramento do comportamento global dos edifícios (Alves, 2011).

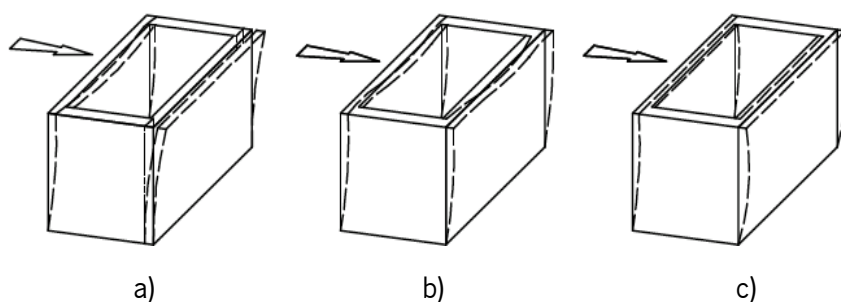


Figura 24 - a) Edifício com pavimento de madeira e fraca ligação entre os elementos verticais; b) Edifício com adequada ligação entre as paredes, mas com pavimento de madeira; c) Edifício com adequada ligação entre os elementos estruturais e com o pavimento rígido (Vasconcelos, 2005).

A adição de reforço nas paredes de alvenaria é também uma forma de melhorar o desempenho sísmico dos edifícios de alvenaria, sendo por isso a alvenaria armada a solução construtiva em alvenaria mais recomendada pelos Eurocódigos para zonas com elevada sismicidade, como já foi referido anteriormente. Para além da alvenaria armada, a alvenaria confinada também se tem revelado uma boa solução (Alves, 2011; Lourenço, 1999). São exemplos disto a maior parte dos edifícios de alvenaria

confinada de 1 e 2 pisos que não apresentaram danos significativos quando sujeitos ao sismo de 2010 no Chile. Os edifícios de 3 e 4 pisos também tiveram um bom desempenho, com exceção de alguns edifícios que apresentaram danos moderados, ver Figura 25a (Astroza et al., 2012). A Figura 25b mostra um edifício de 6 pisos de alvenaria confinada que permaneceu sem estragos após o sismo de Pisco em 2007 no Peru (Brzev, 2007).

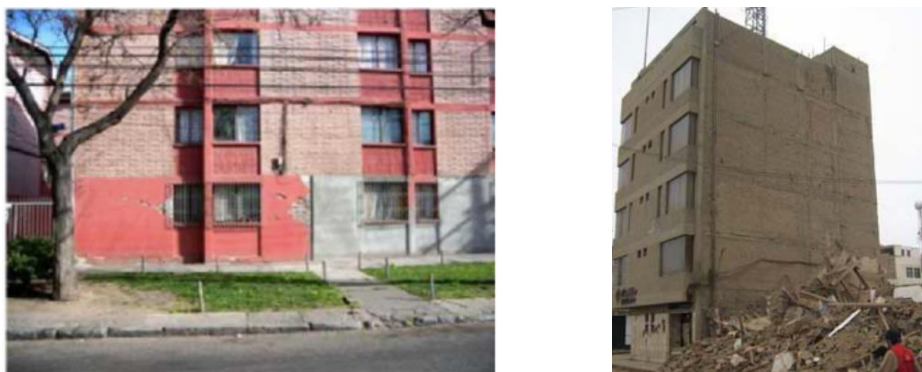


Figura 25 - a) Edifício de alvenaria confinada de mais de 3 pisos após o sismo de 2010 no Chile (Astroza et al., 2012) b) Edifício de 6 pisos de alvenaria confinada após o sismo de 2007 no Peru (Brzev, 2007)

2.5.2 Comportamento global controlado por colapso fora do plano

Como foi referido anteriormente, durante um sismo, as estruturas ficam sujeitas a ações horizontais de natureza cíclica que podem provocar cargas no plano e fora do plano que devem ser resistidas pelas paredes dos edifícios. As cargas fora do plano são forças que atuam na direção normal às paredes e originam esforços de flexão segundo duas direções (vertical e horizontal), ver Figura 26 (Coelho, 2016):

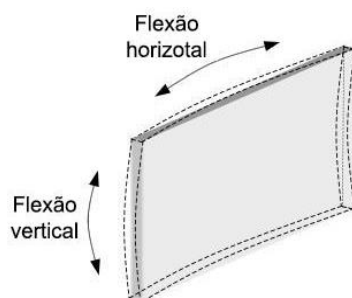


Figura 26 - Flexão vertical e horizontal (Coelho, 2016)

O comportamento fora do plano das paredes de alvenaria simples depende da ligação entre as paredes transversais e longitudinais, das paredes e pavimentos/coberturas e da rigidez dos pavimentos.

As paredes na direção da excitação do solo transferem o movimento do solo aos pavimentos que por sua vez transmite às paredes fora do plano, ver Figura 27 (Menon & Magenes, 2008; Tomazevic, 1999).

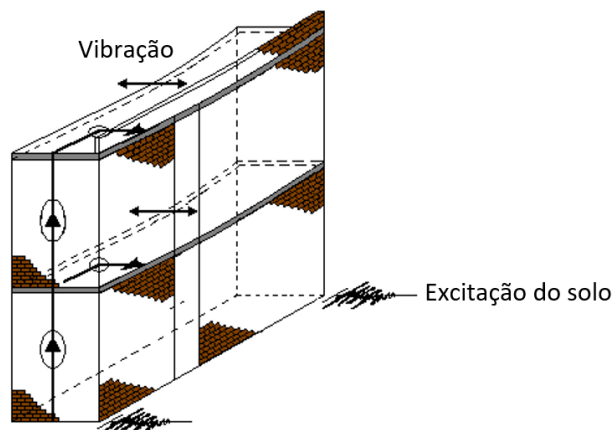


Figura 27 - Percurso da energia sísmica num edifício de alvenaria simples (Menon & Magenes, 2008)

A presença de diafragmas rígidos e ligações entre as paredes e as paredes e pavimentos/coberturas permite a distribuição dos esforços pelos elementos verticais em função da sua rigidez. Se os pavimentos forem flexíveis ou as ligações entre os elementos estruturais fracas, que é o caso de muitas das estruturas de alvenaria simples existentes, há uma pobre dissipação de energia causando significativos danos na estrutura e em último caso o seu colapso (Mendes & Lourenço, 2008).

A altura também é um aspeto importante, uma vez que a aceleração de resposta aumenta com a altura e, portanto, o piso mais elevado é sujeito a acelerações máximas. Para além disto, o piso mais alto apresenta a menor carga axial e consequentemente a menor momento de estabilização. Por estas razões as consequências do comportamento fora do plano das paredes de alvenaria são mais graves nos pisos superiores do que nos pisos inferiores dos edifícios (Menon & Magenes, 2008; Tomazevic, 1999). Alguns exemplos de mecanismos de rotura para fora do plano da parede podem ser observados na Figura 28.

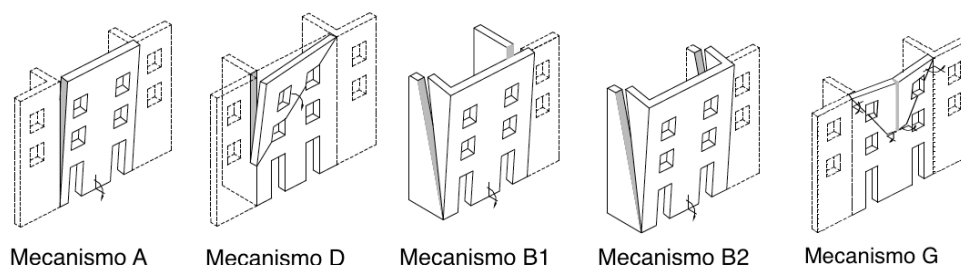


Figura 28 - Mecanismos de rotura fora do plano (Shi et al., 2008)

De acordo com Shi et al. (2008), o mecanismo A em que se verifica a rotação da fachada representa o resultado da ausência ou fraca ligação entre as paredes laterais e as extremidades da

fachada. O mecanismo D que apresenta o colapso de uma parte da parede ao longo de uma linha diagonal indica a adequada ligação as paredes laterais apenas numa das extremidades. O mecanismo B1 pode ocorrer quando a ligação da fachada com as paredes laterais numa das extremidades é fraca fazendo com que apenas uma parte da parede lateral também colapse. Se a parede possui ligações fortes em ambas as extremidades então pode ocorrer o mecanismo B2. Por fim, o mecanismo G, caracterizado por uma rotura central de forma trapezoidal, pode ocorrer quando o vão da parede é bastante longo. Na Figura 29a e Figura 29b são apresentados dois casos reais de roturas para fora do plano representativos dos mecanismos D e G, respetivamente.



(a)



(b)

Figura 29 - a) Mecanismo D (D'Ayala & Parononi , 2010), b) Mecanismo G (Vlachakis et al., 2020)

A rotura fora do plano das paredes de alvenaria é uma situação frequente nas construções antigas de alvenaria, pois desconheciam-se a importância dos pavimentos rígidos e conexão entre os elementos verticais e horizontais. No entanto, a ocorrência de sismos ao longo dos anos permitiu aprender com os erros e, hoje em dia, as novas construções em alvenaria são sistemas estruturais com pavimentos rígidos e adequadas ligações entre os elementos estruturais verticais e horizontais minimizando a ocorrência de mecanismos de rotura fora do plano.

2.5.3 Comportamento global com prevalência da resistência no plano das paredes

Na presença de adequadas ligações entre os elementos estruturais (paredes transversais e entre paredes e pavimento e coberturas) e a minimização de roturas para fora do plano, o comportamento global de um edifício sujeito à ação sísmica resulta da resistência das paredes (elementos estruturais verticais). De facto, nos edifícios de alvenaria com boas ligações predomina o designado "box behavior", sendo as paredes os elementos básicos que garantem a estabilidade estrutural quando solicitadas pelas

cargas laterais do vento e da ação sísmica (Tomazevic M. , 1999). Para além disto, as paredes também são submetidas a cargas verticais o que o acaba por criar um estado de tensão complexo (Haach, 2009).

As paredes de alvenaria estrutural sujeitas a ações horizontais no plano podem desenvolver 3 tipos de mecanismos de rotura: rotura por deslizamento horizontal, rotura por corte e rotura por flexão (Figura 30). A ocorrência de cada um dos mecanismos de rotura depende da geometria da parede (relação altura/comprimento), das cargas aplicadas, das condições de apoio e das propriedades dos materiais, em particular a resistência à tração e compressão da alvenaria e a resistência ao corte da interface unidade-argamassa (Vasconcelos, 2005).

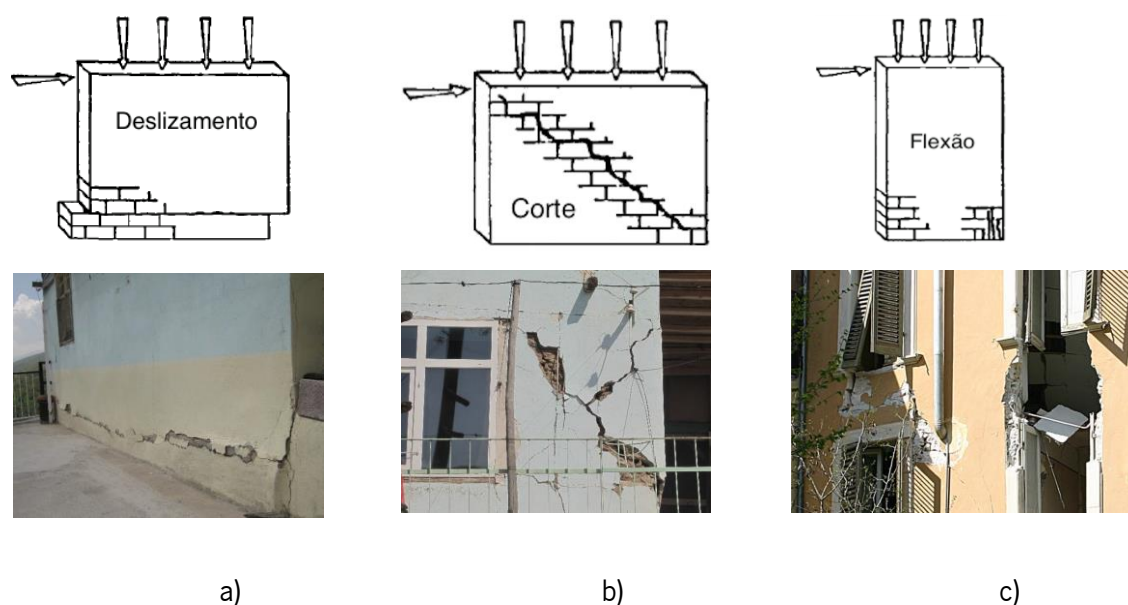


Figura 30 - a) Rotura por deslizamento (Yon, 2021), b) rotura por corte (Yon, 2021), c) rotura por flexão (Dazio & Beyer, 2010)

⇒ Rotura por deslizamento

Este tipo de rotura ocorre quando a tensão de corte excede a tensão de resistência ao corte existente nas juntas, por exemplo, quando a argamassa tem má qualidade. É caracterizada pelo corte em duas partes da parede e deslizamento da parte superior ao longo de uma das juntas horizontais e pode ser frequentemente observada nos pisos superiores dos edifícios onde a carga vertical é mais baixa, mas a aceleração sísmica é elevada (Coelho, 2016; Tomazevic, 1999).

⇒ Rotura por corte

Este tipo de rotura ocorre quando as tensões de tração principais excedem a resistência à tração dos materiais de alvenaria. De acordo com Vasconcelos (2005) quando as paredes de alvenaria estão sujeitas a cargas verticais e horizontais combinadas podem desenvolver-se diferentes tipos de fissuração que dependem fundamentalmente das propriedades do material. Quando a resistência ao corte da junta

é significativamente menor que a resistência à tração das unidades surgirem fissuras diagonais em forma de escada que seguem as juntas verticais e horizontais. Também é possível acontecer fissuração diagonal ao longo das juntas e simultaneamente intersetando as unidades de alvenaria.

A natureza frágil da alvenaria não armada pode ser reduzida com a utilização de reforço. A introdução de armadura de junta entre as unidades ou nos furos dentro das unidades permite melhorar a resistência ao corte da parede e a dissipação de energia garantindo uma maior distribuição da fendilhação (Gouveia & Lourenço, 2007; Tomazevic, 1999).

⇒ Rotura por flexão

Este mecanismo de rotura ocorre quando as paredes são sujeitas a baixas tensões de compressão. A rotura por flexão é caracterizada pela abertura de fissuras horizontais ou inclinadas nas interfaces unidades-argamassa devido à reduzida resistência à tração da alvenaria (Vasconcelos, 2005; Haach, 2009). A abertura destas fendas traduz-se na redução da sua secção transversal resistente promovendo a migração da carga de compressão vertical para a extremidade inferior, podendo ocorrer o esmagamento da zona comprimida ("toe crushing") quando for excedida a resistência à compressão da alvenaria (Vasconcelos, 2005; Haach, 2009; Tomazevic, 1999).

2.6 Caracterização experimental da alvenaria estrutural

A realização de ensaios experimentais que permitam estudar e analisar o comportamento das estruturas de alvenaria quando sujeitas à ação sísmica é indispensável para fornecer recomendações de reforço no caso de estruturas existentes ou recomendações de boas práticas construtivas no caso de edifícios novos. A caracterização experimental é também uma ferramenta essencial quando é necessário validar uma nova solução construtiva (Avila, 2014). Nas últimas décadas têm sido realizados muitos trabalhos de investigação experimental em elementos estruturais isolados como paredes de alvenaria simples e com diferentes tipos de materiais, condições de apoio e em escala real ou reduzida, em função dos equipamentos e condições financeiras disponíveis (Tomazevic M. , 1999). Ensaios em edifícios têm vindo também a ser realizados, principalmente ensaios dinâmicos na mesa sísmica que simulam de forma mais realista o comportamento do edifício sujeito à ação sísmica (Avila, 2014). É com base nestes trabalhos que foi possível definir os mecanismos de rotura das paredes de alvenaria e desenvolver modelos matemáticos para a previsão da resistência sísmica (Tomazevic et al., 1996). Nesta secção descrevem-se os ensaios mais frequentemente utilizados para caracterização experimental da alvenaria

estrutural, nomeadamente ensaios estáticos cíclicos, ensaios na mesa sísmica e ensaios pseudo-dinâmicos (Haach, 2009).

2.6.1 Ensaios estáticos cíclicos - elementos estruturais

Os ensaios cíclicos estáticos ou quasi-estáticos são simples, económicos e não exigem equipamentos especiais, sendo por isso a técnica mais comumente utilizada na caracterização do comportamento de alvenaria (Haach, 2009). São executados impondo uma história de deslocamentos para simular as cargas sísmicas e apresentam resultados mais conservativos uma vez que são observados mais danos e menor resistência lateral (Avila, 2014). Na Figura 31 é possível observar a representação esquemática de um ensaio cíclico estático num elemento de parede de alvenaria de pedra (Vasconcelos, 2005).

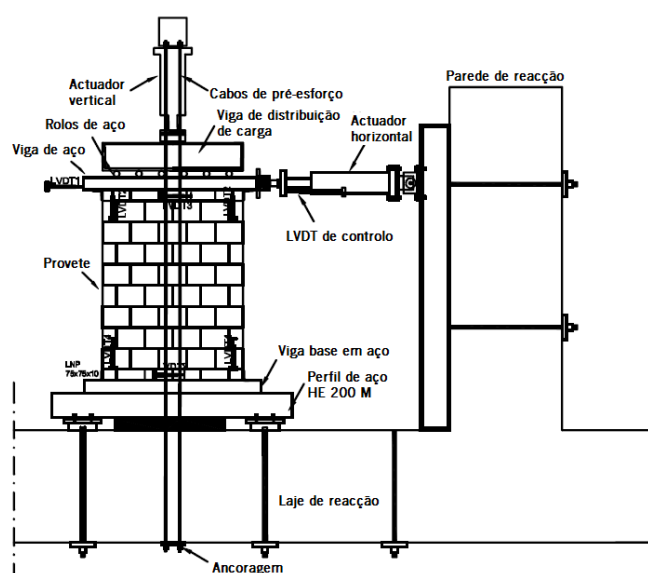


Figura 31 - Esquema do ensaio cíclico de paredes de alvenaria (Vasconcelos, 2005)

Durante um sismo a carga axial de compressão a que os elementos de parede estão sujeitos varia devido às restrições que impedem a rotação da parede. No entanto, devido à dificuldade em reproduzir as condições de fronteira reais, durante os ensaios o actuador vertical aplica uma carga vertical constante que tem como objetivo contabilizar o peso dos andares superiores. Ao mesmo tempo é possível impor automaticamente uma série temporal de deslocamentos na direção horizontal (Haach, 2009; Tomazevic, 1999; Alves, 2011). Alguns exemplos de histórias de deslocamentos laterais tipicamente utilizadas para simular as cargas sísmicas estão ilustradas na Figura 32a. Na Figura 32b é apresentado um gráfico que exprime as diferenças nos resultados em função do tipo de história de deslocamento aplicada.

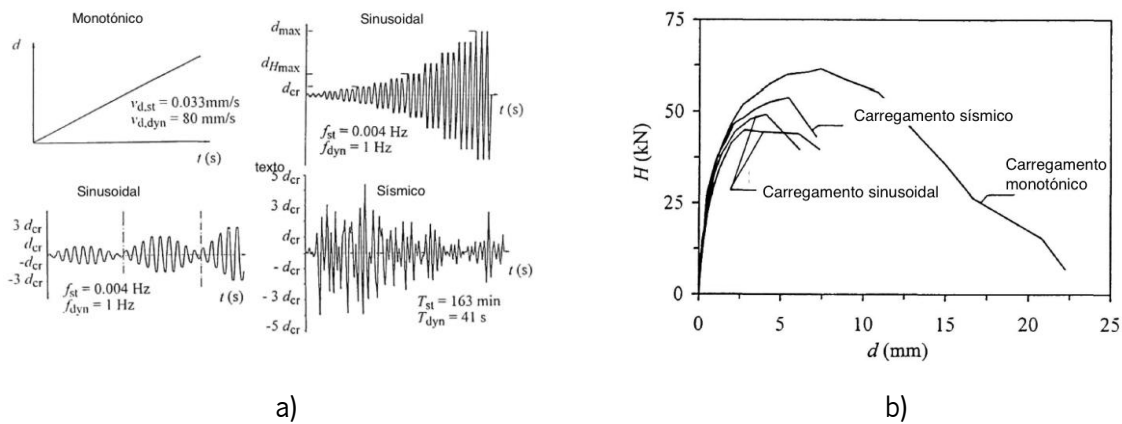


Figura 32 - a) Exemplos de histórias de deslocamentos laterais; b) Resultados obtidos a partir dos diferentes tipos de histórias de deslocamentos laterais (Tomazevic M. , 1999)

Verifica-se que a imposição de diferentes tipos de leis de deslocamento influencia os resultados obtidos. Quando é aplicado um carregamento sísmico ou sinusoidal, as paredes de alvenaria têm um comportamento mais frágil, enquanto com a aplicação de um carregamento monotônico as paredes possuem maior resistência lateral e capacidade de deslocamento (Tomazevic et al., 1996). Ainda de acordo com o mesmo autor, os carregamentos sinusoidais são adequados para simular o comportamento cíclico das cargas sísmicas e permitem retirar conclusões fiáveis acerca da diminuição da resistência, da rigidez e da capacidade de dissipação de energia das paredes de alvenaria.

Um exemplo de trabalho de investigação em que foram utilizados ensaios cíclicos estáticos para analisar o comportamento sísmico de paredes de alvenaria foi realizado por Gouveia & Lourenço (2007). O trabalho tinha como objetivo estudar o comportamento sísmico dos diferentes tipos de sistemas construtivos e a influência da utilização de armadura de junta horizontal. Deste modo, foram construídas, e posteriormente testadas paredes à escala 1:2, de alvenaria não armada, armada e confinada com blocos de betão leve. A Figura 33 apresenta os padrões de fendilhação das diferentes soluções construtivas obtidos nos ensaios cíclicos estáticos efetuados.

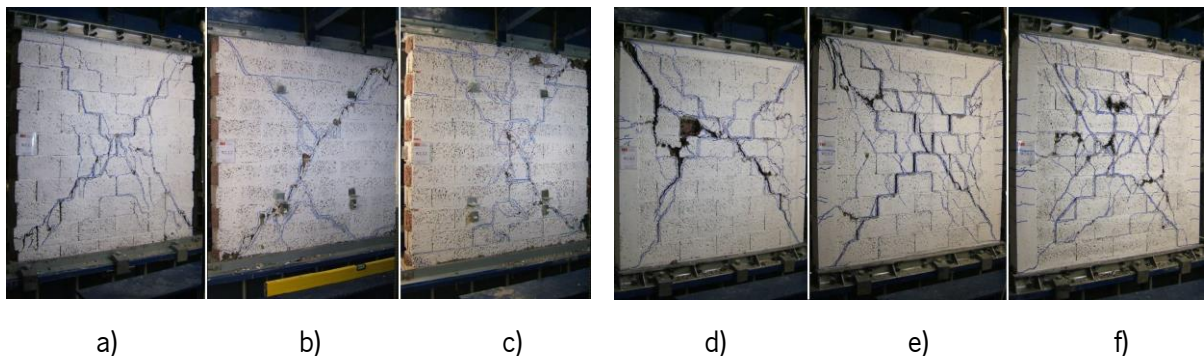


Figura 33 - a) Alvenaria simples sem armadura de junta horizontal e junta vertical não preenchida, b) alvenaria simples sem armadura de junta horizontal com junta vertical preenchida, c) alvenaria simples com armadura de junta horizontal e junta vertical não preenchida, d) alvenaria confinada sem armadura de junta horizontal e junta vertical não preenchida, e) alvenaria confinada com armadura de junta horizontal e junta vertical não preenchida, f) alvenaria confinada com armadura de junta horizontal ancorada e junta vertical não preenchida (Gouveia & Lourenço, 2007)

A análise dos resultados permitiu concluir que as paredes confinadas apresentam maior distribuição da fendilhação e maior capacidade de deformação, em comparação com as paredes simples (não armadas). Relativamente à armadura de junta horizontal foi possível concluir que a colocação de armaduras de junta melhora a resistência ao corte das paredes, tanto nas paredes simples como nas paredes confinadas, garantindo uma maior distribuição da fendilhação (Gouveia & Lourenço, 2007).

Outro exemplo de estudo em que foram utilizados os ensaios cíclicos estáticos foi realizado por Triller et al. (2019), com o objetivo de investigar a eficiência da aplicação de revestimentos de argamassa reforçada com fibras (técnica FRCM) em edifícios de alvenaria de blocos de argila ocas não reforçados. Foi construída uma fachada de edifício à escala real de três pisos, juntamente com uma série de pequenas paredes individuais representativas do troço de parede entre aberturas, ver Figura 34. Ambos os elementos estruturais foram sujeitos a carregamentos cíclicos estáticos.

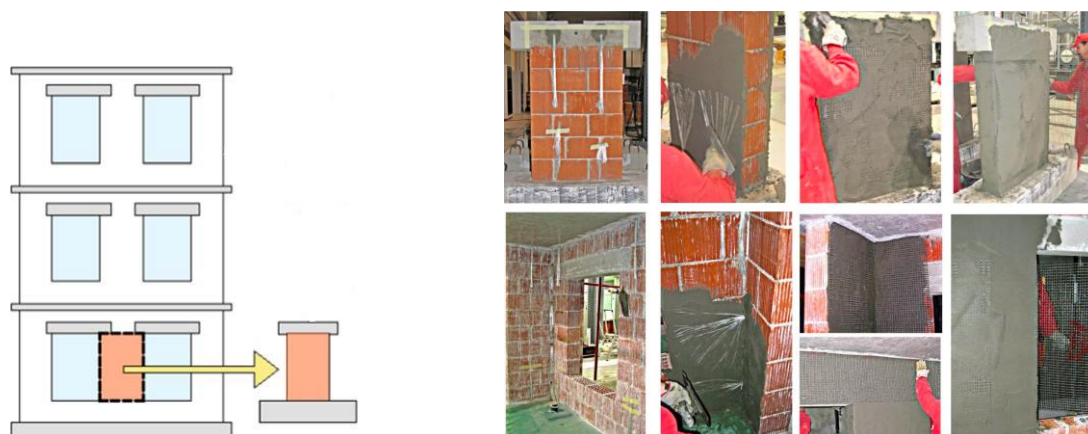


Figura 34 - a) Esquema do edifício e paredes testados, b) aplicação de reforço (Triller et al., 2019)

Em primeiro lugar o modelo de três andares foi testado sem o reforço até que a resistência máxima fosse atingida, mas de forma que os danos desenvolvidos fossem reparáveis. Posteriormente procedeu-se ao reforço do modelo danificado com o revestimento de argamassa reforçada com fibra e à repetição do ensaio. Relativamente às paredes individuais foram testadas duas paredes não reforçadas e duas paredes reforçadas (Triller et al., 2019).

A análise dos resultados permitiu concluir que tanto nas paredes individuais como no modelo de três andares, a rotura por corte caracteriza-se pelo aparecimento de fendas diagonais, quer nos provetes não reforçados, quer nos provetes e reforçados. Verificou-se também que o comportamento sísmico de paredes de alvenaria existentes construídas com unidades de argila ocas pode ser significativamente melhorado através da aplicação de reforço uma vez que a técnica de revestimento FRCM se revelou eficiente. Em todos os casos a resistência dos provetes reforçados aumentou em aproximadamente 50% e a capacidade de deformação e ductilidade triplicou (Triller et al., 2019). A comparação dos resultados das paredes individuais e das paredes da fachada de três andares também permitiu observar uma grande semelhança entre a resistência lateral, capacidade de deslocamento e mecanismos de rotura, o que evidência a credibilidade dos ensaios cíclicos estáticos tanto em elementos individuais de estruturas de alvenaria como em modelos à escala real (Triller et al., 2019).

2.6.2 Ensaios cíclicos estáticos - edifícios

Os ensaios cíclicos estáticos são frequentemente utilizados para estudar elementos individuais das estruturas de alvenaria (paredes). No entanto, podem também ser aplicados em edifícios.

Um exemplo de trabalho de investigação em que foram utilizados ensaios cíclicos estáticos num edifício foi realizado por Moon et al. (2007). Foi construído um edifício de alvenaria não armada de dois andares com diafragmas flexíveis que foi testado antes e depois da aplicação de diferentes soluções de reforço, nomeadamente revestimentos com fibras de vidro (GFRP), varões embebidos em juntas de argamassa (técnica NSM) e pós-tensão vertical. O trabalho tinha como objetivos investigar o comportamento de cada técnica de reparação em termos de evolução de dano e modos de rotura, avaliar o efeito de cada técnica de reforço no desempenho global da estrutura em termos de força, rigidez, dissipação de energia, evolução de danos e modos de rotura. O edifício foi testado em ambas as direções principais através da aplicação de deslocamentos cíclicos crescentes com recurso a quatro atuadores servo-hidráulicos, dois a nível da cobertura e dois a nível do pavimento do segundo piso (Moon et al., 2007). Relativamente ao carregamento, a estrutura foi submetida a deslocamentos crescentes na cobertura com dois ciclos completos de deslocamentos a cada nível, ver Figura 35b.

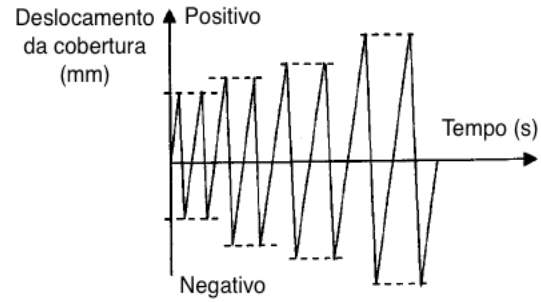


Figura 35 - a) Edifício construído (Moon et al., 2007), b) carregamento aplicado (Yi et al., 2006)

A análise dos resultados permitiu concluir que as faixas de GFRP, os varões de NSM e a pós-tensão vertical são eficazes para melhorar a resistência sísmica do edifício de alvenaria: (a) cada técnica aumentou a resistência lateral no plano, (b) a presença de reforços verticais e horizontais é necessária em projetos de reparação para se desenvolver um padrão de fissuração mais uniforme e para evitar a progressiva abertura de fendas localizadas, o que diminui significativamente a capacidade de deformação, (c) a pós-tensão vertical pode aumentar a capacidade de corte de base, mas o esforço de compressão vertical adicional tem tendência a alterar os modos de rotura dos pilares, de modo dúctil para mais um modo mais frágil. Assim, esta técnica de reparação apenas deve ser utilizada em conjunto com reforço horizontal (Moon et al., 2007).

Um trabalho de referência mais antigo foi realizado por Abrams (1996) com o objetivo de auxiliar o trabalho numérico de modelação do comportamento sísmico de uma estrutura real e obter informações relevantes para o desenvolvimento de sistemas de construção. Assim, foi construído e testado um edifício em escala real com duas paredes em forma de C constituídas por blocos de betão, diafragmas rígidos (lajes de betão armado), ligação entre os elementos verticais e horizontais suficientemente forte para que as deformações ocorressem principalmente nas paredes de alvenaria na direção de aplicação de carga e um padrão de aberturas simples.

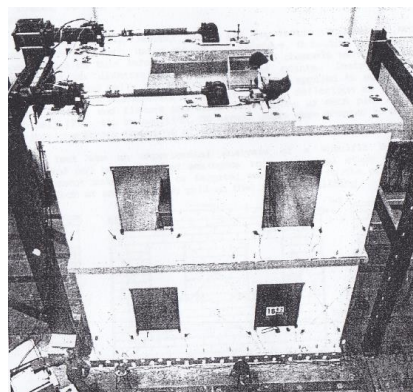


Figura 36 - Estrutura testada (Abrams, 1996)

Após a realização dos ensaios e a análise de resultados foi possível concluir que devido à reduzida tensão de compressão nas paredes, as deformações foram causadas pelo deslizamento de unidades ao longo das juntas horizontais ou pela separação das juntas verticais. A inversão da carga cíclica deteriorou substancialmente a resistência ao corte das juntas de argamassa resultando em deslocamentos laterais superiores aos medidos inicialmente. O comportamento não linear do sistema estrutural foi governado por deformações inelásticas das paredes entre aberturas de cada andar uma vez que devido à sua disposição estes eram mais rígidos do que os pilares exteriores. No entanto, o aparecimento de fissuras diagonais nos pilares centrais não diminuiu a resistência ao corte da estrutura global pois verificou-se uma redistribuição de forças pelos pilares exteriores (Abrams, 1996).

2.6.3 Ensaios em mesa sísmica

Os ensaios em mesa sísmica são os que permitem simular a ação sísmica com maior aproximação à realidade porque a estrutura é submetida a registos de aceleração sísmica reais, e, portanto, considera-se que são os ensaios que fornecem resultados mais realistas. Devido às limitações físicas dos equipamentos, são frequentemente utilizados modelos à escala reduzida que são mais económicos do que os modelos à escala real. No entanto, exigem o uso de relações de semelhança com recurso ao número de Cauchy que é a relação entre as forças de inércia e as forças de restituição elástica, e ao número de Froude que relaciona as forças de inércia e as forças gravíticas. Apesar disto, os modelos à escala reduzida também permitem obter resultados realistas (Alves, 2011; Haach, 2009).

Hoje em dia existem mesas sísmicas de múltiplos graus de liberdade com elevada capacidade de carga, mas nem todos laboratórios possuem este equipamento devido ao seu elevado custo de aquisição (Alves, 2011; Haach, 2009). Para servir de exemplo, na Figura 37 é apresentado um esquema de uma mesa sísmica, neste caso, com 6 graus de liberdade.

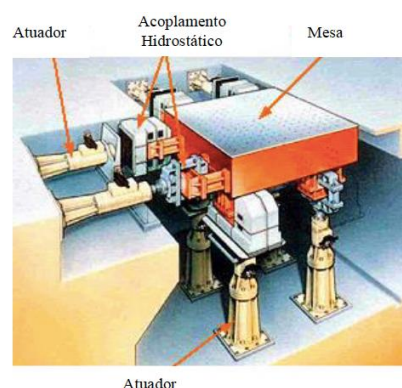


Figura 37 - Esquema de uma plataforma sísmica com 6 GL (Marques, 2016)

Durante os ensaios em mesa sísmica, a simulação da ação sísmica é realizada através de um conjunto de atuadores hidráulicos verticais e horizontais. A plataforma sísmica representada na Figura 37 tem 6 graus de liberdade e é constituída por 4 atuadores verticais responsáveis pelas translações verticais e rotações em torno dos dois eixos horizontais (transversal e longitudinal) e 4 atuadores horizontais que controlam as duas translações horizontais e a rotação em torno do eixo vertical (Marques, 2016).

Em Portugal existe apenas uma mesa sísmica que se encontra localizada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), em Lisboa. A plataforma apresenta 3 graus de liberdade independentes, dois horizontais e um vertical que são impulsionados por atuadores hidráulicos. Um aspeto particular desta mesa sísmica é que possui um sistema passivo que restringe os 3 os graus de liberdade de rotações da mesa (Avila, 2014).

Um exemplo de trabalho de investigação em que se realizou um ensaio em mesa sísmica para analisar o comportamento sísmico de um edifício à escala real foi realizado por Kallioras et al. (2018). O objetivo do trabalho era investigar o desempenho sísmico de tipologias de edifícios de alvenaria não armada holandeses, na região de Groningen, que no geral compreende edifícios de um ou dois andares com paredes de tijolos, configurações em planta irregulares, aberturas largas e diafragmas flexíveis. Deste modo, foi construído um edifício em escala real de um andar, com grandes aberturas assimétricas, geometria em planta irregular, pavimentos flexíveis e elevadas empenas que foi sujeito a excitação unidireccional, ver Figura 38.

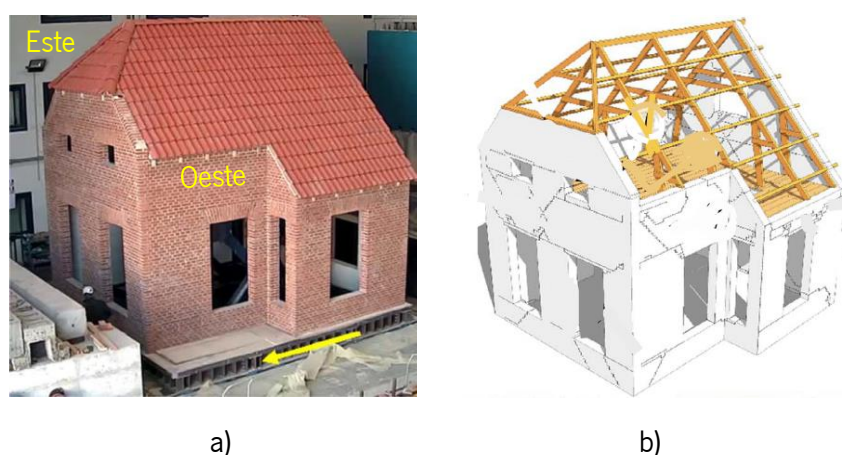


Figura 38 - a) Vista noroeste do edifício, b) esquema dos danos observados (Kallioras et al., 2018)

Os danos mais graves relacionaram-se com a rotura para fora do plano e com o significativo deslocamento da empena norte, o que permitiu concluir que as paredes de empena são os elementos mais vulneráveis deste tipo de edifícios. Os resultados dos testes também mostraram que a parede oeste

que possui uma reentrância sofreu danos significativos associados a mecanismos de rotura por flexão, enquanto a parede este (sem reentrância) teve uma resposta mais resistente (Kallioras et al., 2018). A existência de um diferencial entre os deslocamentos destas duas paredes provocou deformações de corte no plano do pavimento, no entanto a sua elevada flexibilidade impediu a torção global do edifício (Kallioras et al., 2018).

Ensaio em mesa sísmica num edifício com blocos de terra foi também realizado no âmbito do projeto HiLoTec desenvolvido pela Universidade do Minho com o apoio de Mota-Engil Engenharia e Construção S.A e Fundação Manuel António da Mota (Ramos et al., 2016). O projeto tinha como objetivo o desenvolvimento de um sistema sustentável de autoconstrução para países em desenvolvimento, e foi nesse âmbito que foi desenvolvido um sistema construtivo baseado na utilização de blocos de terra compactada (BTC) com encaixe para utilizar em alvenaria de junta seca, aplicável a regiões de atividade sísmica moderada. O modelo construído e ensaiado na mesa sísmica do LNEC, corresponde a uma moradia térrea com geometria em planta bastante regular, cobertura em madeira com duas águas e com elementos de madeira de contraventamento em forma de X para aumentar o efeito de diafragma rígido, melhorando o comportamento a ações horizontais. No topo das paredes foi executada uma viga-cinta em betão armado para assegurar a conectividade entre todas as paredes (Ramos et al., 2016).

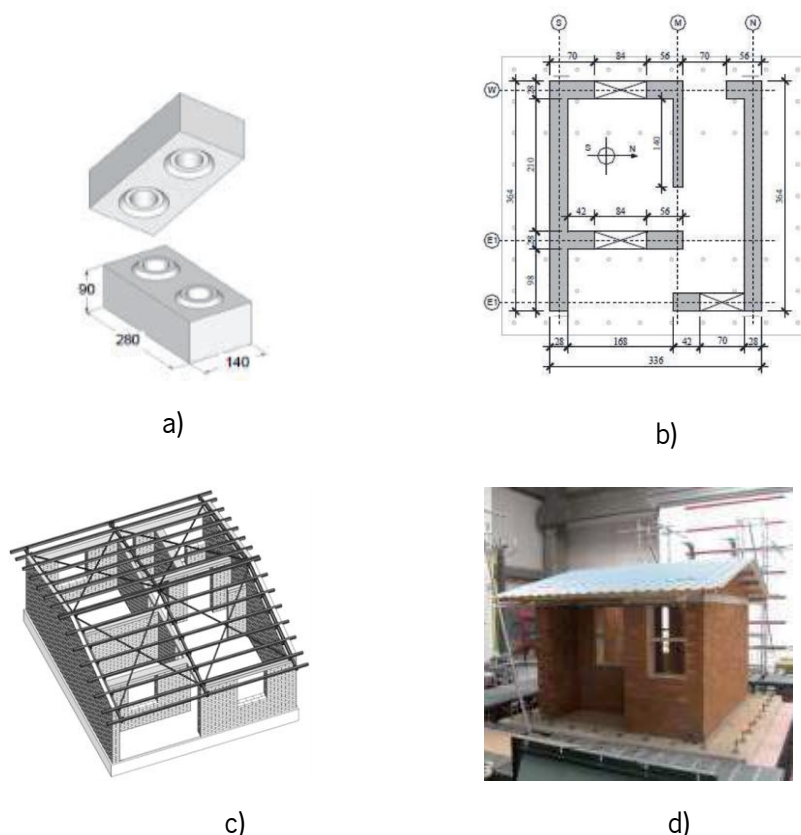


Figura 39 - a) Bloco de terra compactada, b) planta estrutural, c) perspetiva do sistema estrutural, d) modelo da mesa sísmica terminado (Ramos et al., 2016)

Os ensaios em mesa sísmica permitiram concluir sobre o comportamento sísmico do modelo experimental, tendo sido observadas roturas para fora do plano das paredes de alvenaria e o colapso local de nembros junto dos vãos. No entanto, o modelo conseguiu resistir, sem danos significativos à máxima aceleração do solo (PGA) correspondente ao país de estudo (Malawi). Isto indica que para cenários de sismos próximos no Malawi a utilização de um sistema estrutural construído em blocos de terra compactada com junta seca e apenas reforço/armaduras verticais nos cunhais para edifícios de pequeno porte é possível, desde que se adotem medidas que melhorem a resposta sísmica, como por exemplo a introdução de viga-cinta no topo das paredes para assegurar a adequada ligação da cobertura nas duas direções principais da estrutura (Ramos et al., 2014; Ramos et al., 2016).

Um dos resultados deste projeto foi a criação de um manual de construção de casas com blocos de terra compactada para países em desenvolvimento que pretendam aplicar esta solução para construir casas de pequeno porte sustentáveis de baixo custo (Ramos et al., 2016).

O trabalho desenvolvido por Avila (2014) consiste em mais um exemplo da necessidade de validar um sistema construtivo em alvenaria estrutural em blocos de betão com base em ensaios em mesa sísmica. O trabalho teve como principal objetivo avaliar a influência da presença de armaduras verticais e da configuração geométrica no comportamento sísmico de edifícios residenciais de alvenaria em Portugal. De forma a concretizar este objetivo foram construídos 4 edifícios de alvenaria de blocos de betão de dois pisos, dois simétricos e dois assimétricos, estando um dos edifícios de cada conjunto não armado e o outro armado. Os provetes foram ensaiados na mesa sísmica do LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) que é constituída por um sistema de atuadores hidráulicos aos quais são introduzidas histórias de deslocamentos. Para o carregamento foram considerados acelerogramas artificiais derivados do espectro de resposta elástica proposto pelo Eurocódigo 8, tendo-se adotado o espectro de resposta elástica da região de Lisboa (aceleração do solo= $1,5\text{m/s}^2$), solo tipo A, ação sísmica tipo 1 e 5% de amortecimento. Os acelerogramas artificiais obtidos foram transformados nos deslocamentos correspondentes por dupla integração para possibilitar a sua introdução no sistema de atuadores. A ação sísmica foi aplicada por fases, numa sequência crescente de valores a partir do valor da ação sísmica de referência imposto, permitindo desta forma acompanhar a evolução dos padrões de fendilhação e deformação com o aumento da ação sísmica (Avila, 2014).



Figura 40 - a) Edifício simétrico, b) edifício assimétrico (Avila, 2014)

Observou-se que as aberturas presentes nos edifícios contribuem para a vulnerabilidade das paredes de alvenaria, aumentando a densidade e abertura de fendas. As paredes dos edifícios de alvenaria não armados apresentaram um comportamento frágil com capacidade de dissipação de energia limitada, originando uma rotura por corte deslizante. Nos edifícios de alvenaria armada, o modo de rotura foi mais controlado devido à combinação do reforço vertical e horizontal que melhoraram a resistência e a capacidade de dissipação de energia da estrutura, impedindo a separação das paredes. A introdução de armadura nas duas configurações geométricas estudadas melhorou a capacidade de resistência, a dissipação de energia, e no caso da geometria assimétrica, a capacidade de deformação permitindo um mecanismo de rotura mais controlado (Avila, 2014).

2.6.4 Ensaios pseudo-dinâmicos

Os ensaios pseudo-dinâmicos são uma abordagem experimental que, assim como os ensaios em mesa sísmica fornecem resultados mais realistas, mas, em princípio são mais complicados. Estes testes consistem numa combinação entre testes quasi-estáticos nos quais são impostos deslocamentos, e um modelo computacional que define o nível de carga a considerar na análise dinâmica (Haach, 2009). Durante o ensaio, a estrutura é submetida a uma verdadeira excitação sísmica controlada por um modelo informático a uma velocidade relativamente lenta, possibilitando a observação da evolução de danos. As características dinâmicas da estrutura (massa equivalente e coeficiente de amortecimento) são determinadas numericamente num modelo computacional, enquanto as forças de restituição são medidas diretamente nos modelos testados (Haach, 2009).

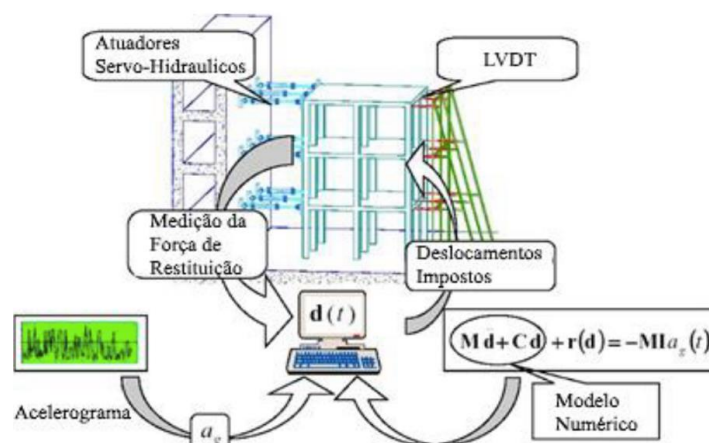
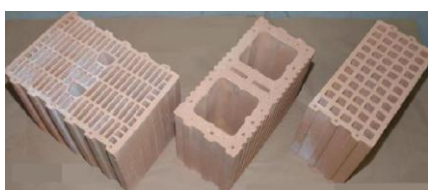


Figura 41 - Esquema do funcionamento dos ensaios pseudo-dinâmicos (Marques, 2016)

A principal desvantagem deste tipo de abordagem experimental é o facto da velocidade a que a estrutura é deformada ser 2 ou 3 vezes inferior à que se verifica numa situação real, o que não permite obter parâmetros como os efeitos da taxa de deformação (Avila, 2014).

Um exemplo de trabalho de investigação em que foi utilizado este tipo de ensaio foi realizado no âmbito do projeto de investigação europeu designado por ESECMaSE. O trabalho tinha como objetivo verificar a resistência de um edifício de alvenaria não armada em escala real quando sujeito a cargas sísmicas em zonas de baixa e moderada sismicidade, ver Figura 42. Os ensaios pseudo-dinâmicos foram realizados sobre dois edifícios de dois andares de alvenaria não armada compostos por materiais diferentes, um com unidades de argila e outro com unidades de silicato de cálcio (Anthoine & Molina, 2008; Meyer, 2009).



a)



b)

Figura 42 - a) Unidades de alvenaria utilizadas, b) edifícios construídos (Anthoine & Molina, 2008)

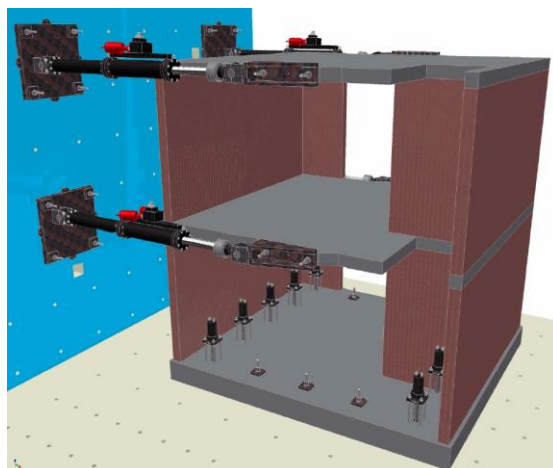


Figura 43 - Configuração dos ensaios (Anthoine & Molina, 2008)

Os resultados dos ensaios demonstraram que este tipo de edifícios possuem uma resistência suficientemente elevada perante cargas sísmicas. Ambos os modelos experimentais começaram a apresentar danos significativos para a aceleração imposta de 0,12g. Foram observadas fissuras em forma de escada nas paredes na direção do carregamento e fissuras nas juntas horizontais nas paredes transversais (Anthoine, 2008).

3. CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL - EDIFÍCIO EM ALVENARIA ESTRUTURAL

Considerando que um dos principais objetivos deste trabalho é a avaliação do comportamento sísmico de um sistema construtivo em alvenaria estrutural para edifícios de pequeno e médio porte, pretendia-se realizar ensaios estáticos cíclicos para a sua validação. Para este efeito definiu-se um modelo experimental de um edifício em alvenaria estrutural em escala reduzida, que posteriormente irá ser sujeito a ensaios estáticos cíclicos.

Este capítulo é dedicado à descrição do modelo em escala reduzida, do processo de construção do edifício e da preparação necessária para a realização dos ensaios estáticos cíclicos.

3.1 Definição do modelo experimental do edifício

A avaliação do comportamento sísmico da alvenaria estrutural não armada pode ser efetuada em elementos estruturais como paredes (Capítulo 2), mas o comportamento global de um sistema construtivo só é possível ser avaliado através de ensaios em modelos que representem um edifício. Para além dos elementos de parede, será possível avaliar o comportamento global ao nível da interação entre os diferentes elementos estruturais, nomeadamente ao nível das ligações entre paredes.

Para este efeito, foi definido um edifício em escala reduzida (1:2) que pretende ser a representação do modelo experimental de um edifício protótipo geminado (uma parede cega, sem aberturas e três paredes com aberturas). Pretendeu-se também fazer a representação de um edifício com alguma irregularidade em planta, considerando uma reentrância. A distribuição não simétrica de aberturas (portas e janelas) contribui também para a irregularidade em planta e em altura, ver Figura 44. De referir que a geometria e forma do edifício em estudo é muito semelhante ao que foi utilizado na campanha experimental na mesa sísmica do LNEC em edifícios de alvenaria de blocos de betão normal armada e não armada (Avila, 2014). A escala reduzida (1:2) foi adotada a partir das limitações de espaço e capacidade da mesa sísmica no caso dos ensaios na mesa sísmica. Devido ao espaço disponível no laboratório de Estruturas da Universidade do Minho, onde existem duas paredes de reação, decidiu-se adotar a mesma escala (1:2). A vista tridimensional do edifício está representada na Figura 45.

De acordo com o Eurocódigo 8 (2010) os edifícios podem ser classificados como regulares e irregulares em planta e em altura. Esta distinção tem implicações sobre o modelo estrutural a usar (plano

ou espacial), método de análise (análise simplificada por espectro de resposta ou análise modal) e o valor do coeficiente de comportamento (η).

Para que um edifício seja classificado como regular em planta, deve obedecer a alguns critérios, nomeadamente: (i) a rigidez lateral e a distribuição de massas deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais, (ii) a configuração em planta deve ser compacta e caso existam ângulos reentrantes ou bordos recuados pode considerar-se a existência de regularidade em planta se não afetarem a rigidez do piso no plano e a sua área não for superior a 5% da área do piso, (iii) a rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos verticais, de modo a que deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição das forças horizontais entre elementos verticais, (iv) a esbelteza $\lambda = L_{\text{máx}}/L_{\text{min}}$ do edifício em planta não deve ser superior a 4, onde $L_{\text{máx}}$ e L_{min} correspondem, respetivamente, à maior e menor dimensão em planta do edifício, (v) a excentricidade estrutural e_0 e o raio de torção r devem verificar duas condições para cada nível e para cada direção de cálculo x e y . Uma delas diz respeito à limitação da excentricidade $e_{ox} \leq 0,30 \times r_x$ e a outra é $r_x \geq I_s$, onde e_{ox} é a distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida na direção x e perpendicular à direção de cálculo considerada, r_x é a raiz quadrada de relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y , e I_s é o raio de giração da massa do piso em planta (EC8, 2010).

Para que um edifício seja classificado como regular em altura é necessário que: (i) todos os sistemas resistentes a ações laterais sejam contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou se existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifícios, (ii) a rigidez lateral e massa de cada piso devem permanecer constantes ou apresentar uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício considerado, (iii) no caso da construção ter recuos existem condições adicionais que estão relacionadas com a limitação das dimensões dos recuos (EC8, 2010).

Considerando os critérios de regularidade referidos é possível afirmar que o edifício em estudo é irregular em planta uma vez que existe um ângulo reentrante com uma área de $1,02 \times 1,275 = 1,3 \text{ m}^2$ que corresponde a 8,4 % da área do piso ($15,42 \text{ m}^2$), ultrapassando o limite de 5% indicado. Tendo em conta os critérios de regularidade em altura, é possível concluir que o edifício em estudo é regular em altura uma vez que cumpre todos os critérios.

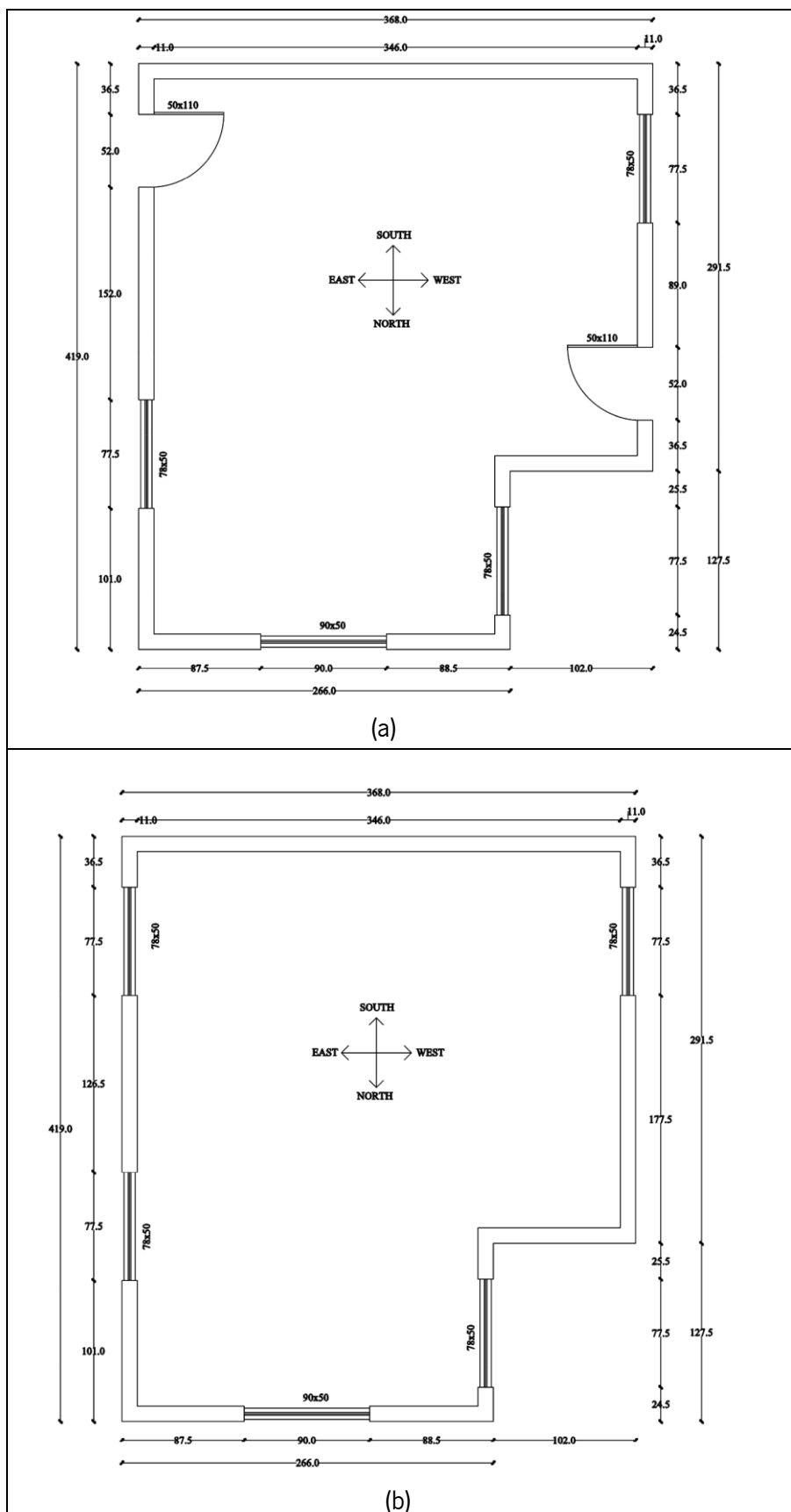


Figura 44 - Planta do edifício; (a) 1º piso; (b) 2º piso. Dimensões em cm.

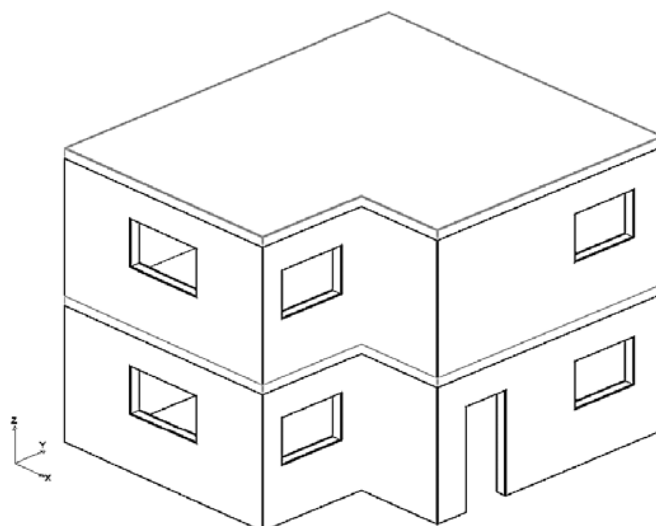


Figura 45 - Vista do edifício em altura

No seguimento da seleção da escala reduzida para as dimensões do edifício, foi necessário utilizar as unidades de alvenaria que representassem as dimensões reais em escala reduzida. É importante referir que não foi possível fazer a produção de blocos de betão com dimensões modulares em escala reduzida como estava previsto no início do projeto. Assim, após uma pesquisa de unidades de alvenaria comerciais, decidiu-se utilizar tijolos cerâmicos de furação vertical com 245 mm de largura, 98 mm de altura e 110 mm de espessura (Figura 46). Estas dimensões são aproximadamente metade das dimensões de tijolos cerâmicos correntes, utilizados em paredes de alvenaria. Note-se ainda que não existem meios blocos, pelo que para definir o aparelho regular tradicional, será necessário efetuar cortes dos tijolos inteiros. De acordo com o Eurocódigo 6, estas unidades de alvenaria classificam-se como unidades do Grupo 3, pois, de acordo com a ficha técnica, têm uma percentagem de furação de $50\% \pm 10\%$, a percentagem do maior buraco é inferior ou igual a 12,5% e o tamanho dos septos exteriores é superior ou igual a 6 mm.

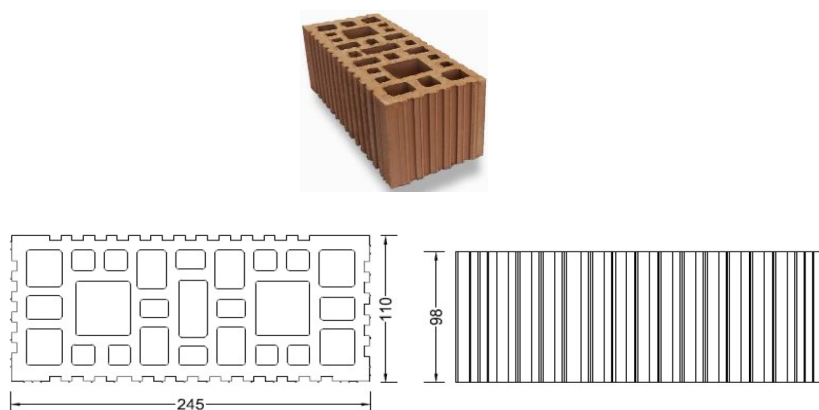


Figura 46 - Geometria do tijolo utilizado

O aparelho da alvenaria (arranjo das unidades de alvenaria) para as paredes do edifício com base nos tijolos cerâmicos selecionados indica-se na Figura 47.

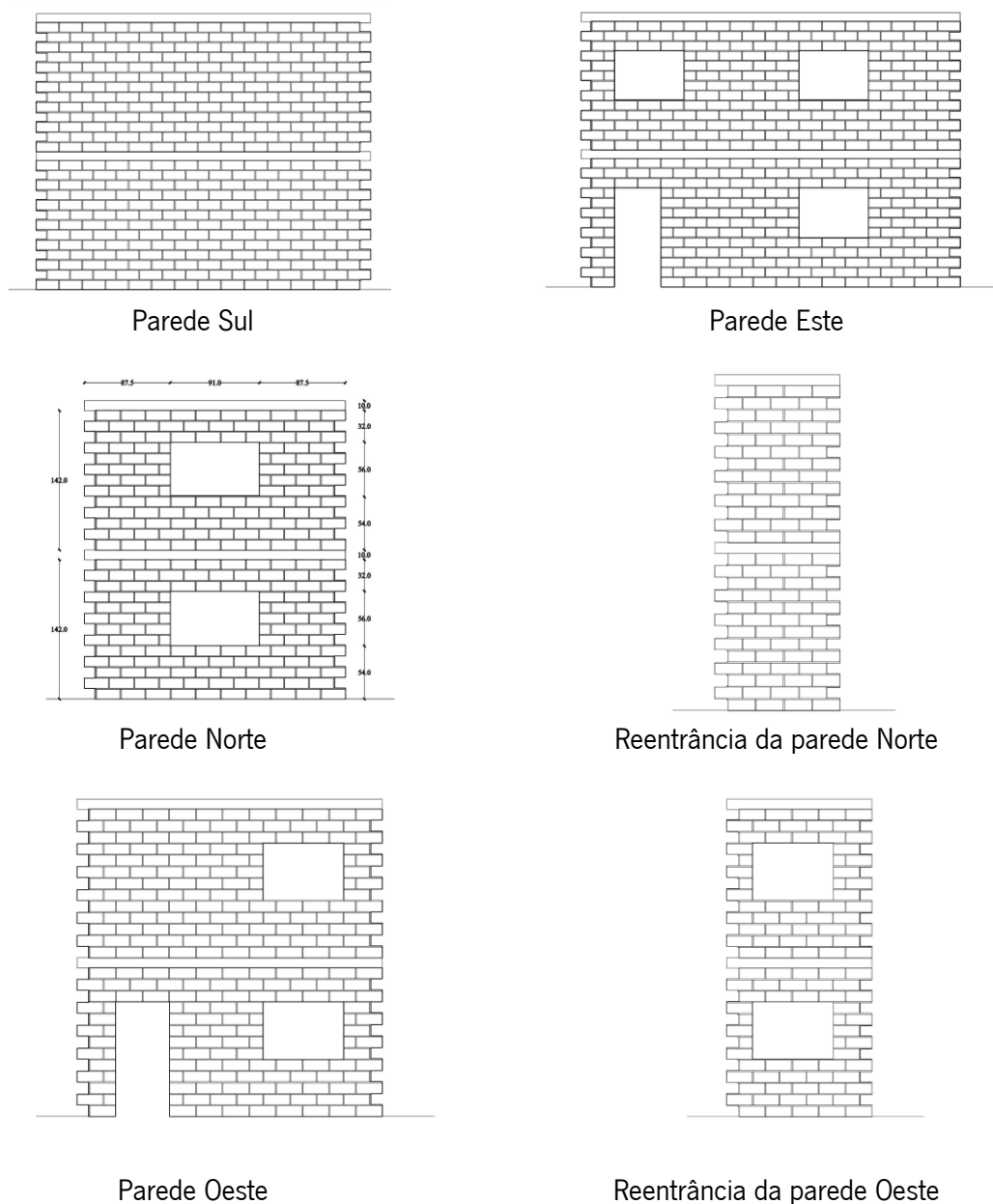
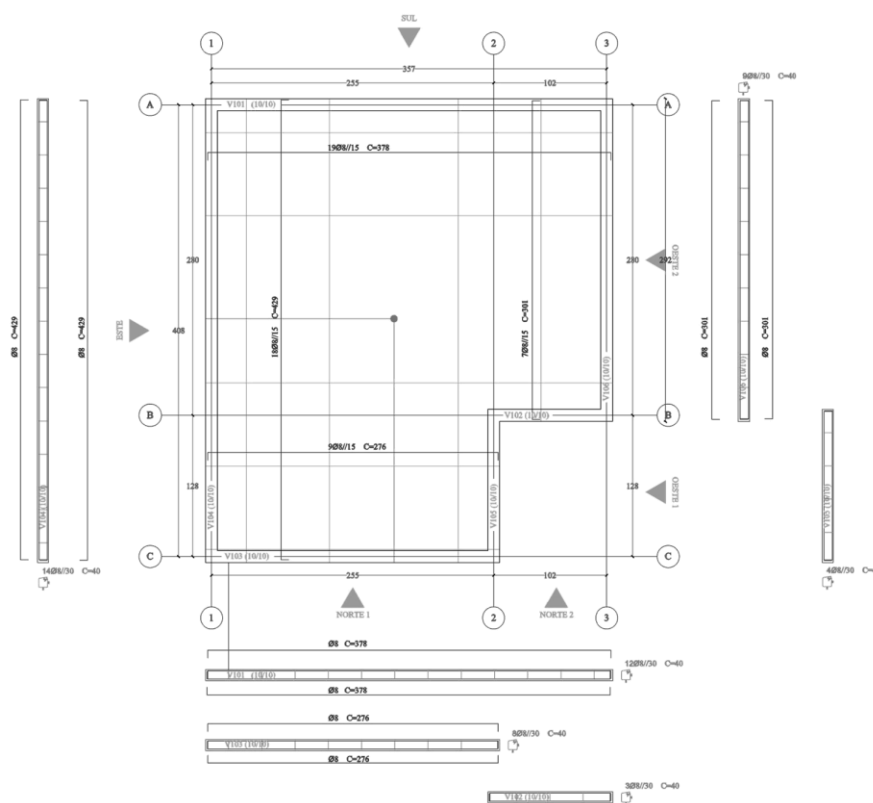


Figura 47 - Vistas laterais das paredes do edifício e definição do aparelho regular

Para a definição do aparelho considera-se uma espessura para as juntas de argamassa horizontais e verticais de aproximadamente 10 mm. Relativamente às aberturas do edifício, é possível afirmar que à exceção das que se encontram na parede Norte que são ligeiramente superiores, as dimensões das janelas são muito próximas e cerca de metade da dimensão corrente que se pode encontrar em edifícios de arquitetura corrente, ver Figura 47.

Na Figura 48 apresenta-se a planta estrutural das lajes onde se pode observar a quantidade e dimensões da armadura e a sua distribuição.



pela introdução de varões de aço através das furações existentes na laje de fundação e ancorados na superfície superior desta e na superfície inferior da laje de reação do laboratório, ver Figura 49.

Relativamente aos ensaios estáticos cíclicos, está prevista a utilização de dois atuadores hidráulicos com uma capacidade de 300 kN para aplicação de uma carga pontual em cada piso e ao nível do centro de massa da laje (Figura 50a) em ambas as direções do edifício. Para evitar a aplicação de uma carga horizontal concentrada, está prevista a ligação do atuador a uma viga metálica colocada nos bordos do edifício. Ainda que a laje seja rígida e que se pretende que funcione como diafragma rígido, para melhorar a transmissão da carga horizontal, prevê-se ligar estes perfis a outros similares nos bordos opostos e ligados através de um conjunto de varões dywidag, ver Figura 49b. Este procedimento pretende ainda tornar mais efetiva a inversão de carregamento dado que confina a laje e evita a sua deformação. Deste modo, pretende-se colocar as vigas metálicas ao longo do perímetro das lajes de ambos os pisos e varões de aço embebidos em furações das lajes de betão armado que deverão ser previstas em fase de construção do edifício. Prevê-se ainda pré-esforçar estes varões antes do ensaio, ver Figura 49 (Aşıkoğlu et al., 2021).

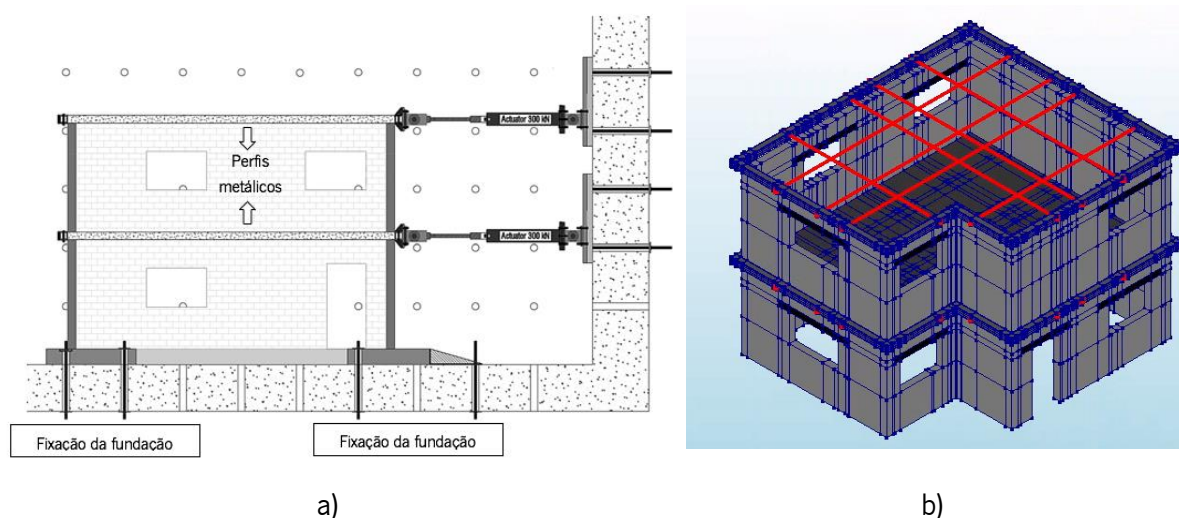


Figura 49 - a) Configuração dos ensaios estáticos cíclicos, b) Distribuição dos varões dywidag indicados a vermelho (Aşıkoğlu et al., 2021).

3.3 Construção do edifício

Esta secção tem como objetivo descrever as diferentes fases de construção do edifício apresentando fotografias tiradas no decorrer da construção para melhor entendimento daquilo que foi feito e da experiência de acompanhar uma construção no geral. A construção do edifício foi realizada no

interior do laboratório de Estruturas da Universidade do Minho, na área onde se vai realizar o ensaio estático cíclico por uma equipa de trabalho da empresa de construção civil (ConstruBox). O assentamento da alvenaria de tijolo em ambos os pisos foi efetuado pelo mesmo trabalhador.

A obra teve início com a construção da fundação. Em primeiro lugar foram realizadas medições e marcações relativas aos limites da laje de fundação com uma zona oca, e também às aberturas para colocação dos tubos de plástico (PVC), onde posteriormente serão colocados os elementos responsáveis pela fixação da fundação à laje de reação.

Posteriormente, foi realizada a montagem das tábuas de madeira para a cofragem e no final desta etapa foi colocada a armadura, que tinha sido previamente dobrada e amarrada no estaleiro da empresa. A seguir procedeu-se à colocação dos espaçadores para garantir o correto recobrimento da armadura, e também dos tubos de PVC, tendo em alguns casos surgido a necessidade de fazer alguns ajustes na armadura para se conseguir a sua colocação nas respetivas aberturas. Depois disto realizou-se a betonagem sempre seguida pela vibração para garantir a eliminação dos vazios.



a)



b)



c)

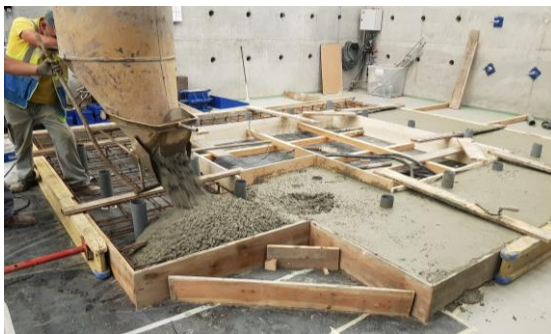


d)

Figura 50 - Detalhes da construção da fundação: a) Montagem da cofragem, b) posicionamento da armadura, c) posicionamento e ajuste da armadura, d) pormenor da armadura, espaçadores e tubos de PVC



a)



b)

Figura 51 - a) Betonagem e vibração da fundação, b) conclusão da betonagem da fundação

Durante o tempo de cura teve-se o cuidado de pulverizar a fundação com água para evitar fissuração por retração devido a secagem. Após 9 dias de cura procedeu-se à descofragem, corte/ajuste dos tubos de PVC em altura, medições e marcações do alinhamento das paredes e da posição das portas (Figura 52). Procedeu-se ao início do posicionamento da primeira fiada de unidades de alvenaria (Figura 53a). Para se proceder ao assentamento da primeira fiada, primeiro foi necessário humedecer a zona onde era para colocar de modo a evitar absorção excessiva de água pela laje e assim obter maior aderência. Depois foi colocada uma camada horizontal de argamassa de aproximadamente 1 cm de espessura.



a)



b)

Figura 52 - a) Descofragem, b) corte/ajuste dos tubos de PVC em altura

As primeiras unidades a assentar foram os tijolos dos cantos para servir de referência (Figura 53a) e depois foram assentados os restantes sempre com cuidado de assegurar a existência de 1 cm de juntas verticais e horizontais que foram preenchidas com argamassa à medida que se avançava. É importante referir que ao longo do assentamento das unidades a obtenção de um nivelamento correto foi garantida através da utilização de um nivelador e de fio de prumo. O assentamento das próximas fiadas foi feito seguindo o mesmo procedimento. Quando se terminou a quinta fiada foram realizadas as marcações de todas as janelas do primeiro piso para assegurar a sua abertura. Desta forma, e sabendo que as aberturas das janelas têm uma altura de 5 fiadas e que as aberturas das portas terminam à mesma altura que a das janelas, a elevação das seguintes fiadas foi executada com atenção para evitar o assentamento de unidades nos locais reservados para essas aberturas.



a)



b)

Figura 53 - a) Posicionamento da 1ª fiada de unidades, b) elevação das paredes

Acima das janelas e portas decidiu-se construir lintéis com a altura de uma fiada compostos por 2 varões de aço com diâmetro de 8 mm e uma argamassa de cimento (mistura de cimento, água e areia), ver Figura 54. Após a execução dos lintéis continuou-se com a elevação das últimas duas fiadas terminando assim a construção do primeiro piso do edifício. É de mencionar que apesar do cuidado tido em garantir a espessura de 1cm para as juntas de argamassa horizontais e verticais, algumas delas ficaram com uma espessura ligeiramente superior, o que resultou num aumento de 1,5 cm da altura total das paredes de alvenaria do 1º piso.



a)



b)

Figura 54 - a) Execução de um dos lintéis, b) conclusão do 1º piso do edifício

Posteriormente houve um período de cura de aproximadamente uma semana para que as paredes pudessem ganhar resistência suficiente para suportar o peso próprio da laje a construir. A construção da laje teve início com a montagem da cofragem, que desta vez é constituída por uma tábua de madeira na parte inferior e por perfis metálicos ao longo do perímetro do edifício. A utilização dos perfis metálicos no contorno do edifício tem como objetivo por um lado a aplicação da carga horizontal de forma mais uniforme (distribuída) e por outro lado permitir a inversão de carregamento mais eficiente dado que se pretende efetuar ensaios estáticos cíclicos. Juntamente com os perfis metálicos, decidiu-se também colocar um conjunto de varões de alta resistência que irão ser pré-esforçados antes do ensaio de forma a confinar a laje e a evitar qualquer deformação da laje. Para este efeito foram posicionadas as armaduras numa primeira fase e a seguir foram colocados tubos PVC horizontais para introdução dos varões de alta resistência em ambas as direções da laje e com um espaçamento de 75 cm. Os varões pré-esforçados no alinhamento dos atuadores que irão aplicar a carga horizontal foram fixados a placas metálicas que por sua vez encaixaram dos perfis metálicos posicionados ao longo do perímetro do edifício (Figura 55c).

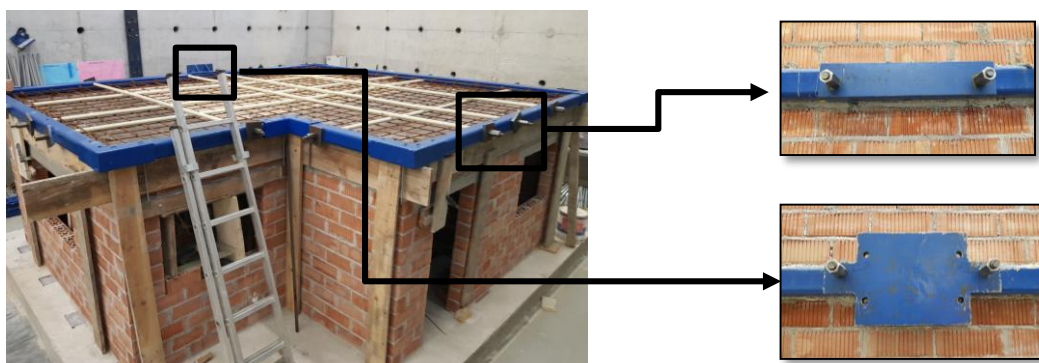


a)





b)



c)

Figura 55 - a) Montagem da cofragem e colocação da armadura das vigas, b) Posicionamento dos perfis dos perfis metálicos e da armadura, c) Posicionamento dos tubos de PVC e varões pré-esforçados, e detalhe das placas de carga e recarga

Após este processo foi realizada a betonagem e vibração da laje e depois ocorreu o período de cura de 8 dias durante o qual houve o cuidado de humedecer a laje à semelhança do que tinha já sido feita na fundação. O período de cura da laje foi alargado para três semanas devido à necessidade de adquirir os varões de alta resistência. Para além disso houve necessidade de corrigir as furações efetuadas nos perfis metálicos colocados no perímetro para acomodar os varões de diâmetro de 20 mm.



Figura 56 - Betonagem e vibração da laje

A construção do segundo piso do edifício foi realizada seguindo o mesmo processo e no final será realizada a pintura de branco de toda a estrutura para facilitar a identificação e marcação das fissuras após os ensaios cíclicos estáticos aos quais será submetida.



a)



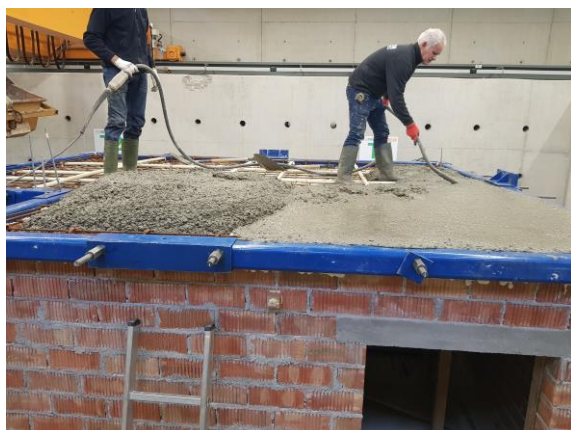
b)



c)



d)



e)



f)

Figura 57 - a) Elevação das paredes do 2º piso, b) execução dos lintéis do 2º piso, c) montagem dos perfis metálicos, tubos de PVC e varões de pré-esforçados, d) betonagem, e) vibração, f) edifício concluído

3.4 Controlo de qualidade da construção

A argamassa utilizada no assentamento da alvenaria foi uma argamassa pré-doseada sendo apenas necessário a adição de água nas quantidades recomendadas na embalagem para proceder à mistura e à obtenção de uma pasta plástica e trabalhável. De acordo com a embalagem a quantidade de água que se deve adicionar por cada 25kg de argamassa (um saco) estava entre 3,5L e 4L, tendo o trabalhador optado por utilizar 3,5L. Esta quantidade foi definida com base na trabalhabilidade que o trabalhador assumiu ser adequada para o assentamento a alvenaria.

Paralelamente para avaliar a trabalhabilidade da argamassa, sempre que eram produzidas novas quantidades foram realizados ensaios de espalhamento de acordo com a norma EN 1015-3 (1999). O procedimento de ensaio é relativamente simples. Antes de cada ensaio foi realizada a limpeza do equipamento (prato da mesa de espalhamento e molde) e a sua ligeira lubrificação com óleo. O passo a seguir é colocar o molde no centro da mesa e proceder à introdução da argamassa em duas camadas, sendo cada uma delas compactada com pelo menos 10 pancadas, ver Figura 58. Por fim, retira-se o excesso de argamassa do molde e procede-se ao espalhamento da argamassa sujeitando a mesa a 15 pancadas com uma frequência constante, aproximadamente uma por um segundo. No final mede-se o diâmetro em duas direções ortogonais, ver Figura 58 (EN 1015-3, 1999). Na Tabela 4 são apresentados a média, desvio-padrão e coeficiente de variação (C.O.V) dos ensaios realizados.

Tabela 4 - Resultados obtidos através dos ensaios de espalhamento

Média (cm)	17,75
Desvio Padrão (cm)	1,56
C.O.V (%)	8,77

Verifica-se que o coeficiente de variação é relativamente baixo, o que indica que a mistura da argamassa foi consistente entre as diferentes misturas. No entanto, é importante referir que em alguns dos ensaios as amostras de argamassa não foram retiradas logo após a mistura, o que pode ter influenciado contribuído para a variação do espalhamento.



a)



b)



c)



d)

Figura 58 - a) Compactação através de pancadas, b) remoção do excesso de argamassa, c) Remoção do molde, d) medição do diâmetro numa das direções

Para além dos ensaios de espalhamento, também foram moldados provetes de argamassa para permitir a caracterização do estado endurecido da argamassa através da realização de ensaios de flexão e compressão. O molde foi preenchido com duas camadas aproximadamente iguais, sendo cada uma delas compactada em mesa vibratória durante cerca de 15 segundos (EN 1015-11, 1999).

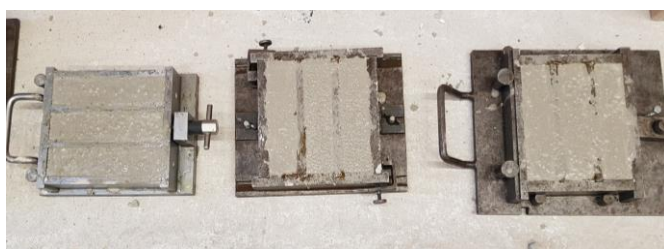


Figura 59 - Preparação de provetes de argamassa

Durante as fases de betonagem das lajes foram retiradas amostras do betão utilizado para a sua caracterização mecânica. Em primeiro lugar os moldes cilíndricos foram lubrificados com óleo, e posteriormente procedeu-se à introdução do betão em duas camadas, cada uma compactada com pelo menos 25 pancadas utilizando um varão circular de aço.



Figura 60 - Preparação dos provetes de betão

4. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

O conhecimento das propriedades mecânicas dos materiais em alvenaria é fundamental tanto para a previsão do comportamento mecânico de elementos estruturais em alvenaria como para a realização de simulações numéricas. Para além disto, a caracterização dos materiais também funciona como um meio de validação da qualidade dos materiais utilizados na construção, uma vez que devem respeitar as normas europeias de projeto e construção, como o Eurocódigo 6 (2006) e o Eurocódigo 8 (2010) que possuem critérios mínimos para os materiais de construção a utilizar em zonas sísmicas (Avila, 2014). A caracterização dos materiais é também importante para a avaliação da qualidade de mão de obra.

Nesta secção apresenta-se a informação relativa aos materiais e às propriedades mecânicas dos materiais que constituem a alvenaria (unidades e argamassa). Complementarmente, apresenta-se também o comportamento mecânico da alvenaria como material compósito para diferentes tipos de ação. Para este efeito, apresentam-se os resultados experimentais efetuados com vista à obtenção da resistência à flexão, da resistência ao corte inicial, da resistência à compressão uniaxial e resistência ao corte através de ensaios de compressão diagonal (Aşikoğlu et al., 2021).

É importante referir que estes ensaios foram realizados antes da construção do edifício. Decidiu-se construir provetes adicionais para a caracterização da alvenaria à compressão uniaxial, durante a fase construtiva pois é com base nestes ensaios que se obtém o valor experimental do módulo de elasticidade (E) que é um parâmetro importante para modelação numérica que será desenvolvida no capítulo seguinte.

4.1 Caracterização mecânica dos materiais

4.1.1 Resistência à compressão uniaxial de tijolos cerâmicos

Os ensaios de resistência à compressão das unidades foram realizados considerando três direções tendo em conta a sua natureza anisotrópica. A direção A é paralela aos furos verticais (direção perpendicular às juntas horizontais) e as direções B e C que são perpendiculares às perfurações verticais, ver Figura 61. Os ensaios foram realizados de acordo com a norma EN 771-1 (2000).



Direção A



Direção B



Direção C

Figura 61 - Ensaio de resistência à compressão uniaxial das unidades de alvenaria em três direções diferentes (Aşıkoğlu et al., 2021)

Foram ensaiados 6 tijolos em cada uma das direções e os valores de resistência média à compressão das unidades de alvenaria que foram obtidos estão apresentados na Tabela 5. Os valores da resistência à compressão, σ , foram calculados dividindo o valor máximo da força de compressão pela área bruta das unidades de alvenaria. Da análise dos resultados é possível verificar a grande diferença de tensões normais na direção perpendicular às juntas horizontais e as direções perpendiculares. Esta diferença está associada à configuração dos septos verticais. Na direção B, o caminho de carga ao longo das paredes internas é sempre descontínuo, o que resulta num decréscimo muito elevado da resistência. Na direção C, existem vários septos alinhados com a carga vertical, mas em número inferior ao caso A, o que resulta num decréscimo de aproximadamente 50% da resistência.

Tabela 5 - Resistência à compressão média das unidades em direções diferentes (Aşıkoğlu et al., 2021)

	Direção A	Direção B	Direção C
$F_{\text{máx}}$ (kN)	231,4	18,4	126,8
σ (MPa)	8,7	0,7	4,8

4.1.2 Caracterização da resistência da argamassa à compressão e flexão

Dado que se pretende avaliar o comportamento sísmico de um edifício localizado numa região de moderada a elevada sismicidade, a argamassa escolhida para o preenchimento das juntas verticais e horizontais foi uma argamassa pré-doseada da Classe M10 (EC8, 2010). Os ensaios à compressão foram realizados em 7 provetes cilíndricos e 13 cúbicos e os ensaios de resistência flexão foram realizados em 7 provetes prismáticos. Os valores das resistências médias obtidas estão apresentados na Tabela 6. Os ensaios foram realizados de acordo com a norma. EN 1015-11 (1999).

Tabela 6 - Resistência à compressão e à flexão da argamassa (Aşıkoğlu et al., 2021)

Provetes cilíndricos	8 MPa
Provetes cúbicos	13 MPa
Resistência à flexão média	3,1 MPa

4.1.3 Caracterização da alvenaria de tijolo à compressão

A determinação da resistência à compressão dos provetes de alvenaria foi realizada a partir de ensaios de compressão uniaxial com base na norma europeia EN 1052- 1 (1999). A geometria dos provetes foi definida de acordo com a mesma norma, adotando-se um valor de 50 cm de largura e 75 cm de altura, permitindo ter um provete com 5 juntas horizontais e uma junta vertical. A instrumentação foi definida também de acordo com a norma e é composta por 4 LVDT localizados no terço central, 2 em cada face. Foram considerados ainda dois LVDT's adicionais para ser possível fazer uma comparação em termos de comprimento de medição na altura do provete, ver Figura 62.

Numa primeira fase (antes da construção do edifício) foram ensaiados três provetes em controlo de deslocamento considerando uma velocidade de carregamento de 2 µm/s. Durante a construção do edifício foram construídos mais 5 provetes com mesma geometria, mas com diferente mão de obra. Relativamente à argamassa, também foi utilizada uma argamassa da Classe M10.

As Figura 63a e 64b apresentem as relações força-deslocamento e tensão-extensão de cada provete e a Tabela 7 apresenta as propriedades mecânicas obtidas através dos resultados dos ensaios e também os valores característicos da resistência à compressão e do módulo de elasticidade calculados de acordo com as expressões do Eurocódigo 6 (2006), que dizem respeito às expressões 1 e 2 referidas no capítulo 2.

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta \quad (1)$$

$$E = K_E f_k \quad (2)$$

Para o cálculo da resistência à compressão característica (f_k), o valor de K utilizado foi de 0,35 uma vez que se trata de unidades de argila do grupo 3, f_b é a resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria que de acordo com a ficha técnica das unidades utilizadas é superior ou igual a 15 MPa tendo-se, portanto, considerado o valor de 15, f_m é a resistência à compressão da argamassa

que neste caso é 10 MPa pois foi utilizada uma argamassa da Classe M10. Relativamente ao valor de K_E , como já foi mencionado anteriormente, este parâmetro toma o valor de 1000.

O valor da tensão máxima foi calculado dividindo a força máxima pela área bruta do provete. O deslocamento foi calculado pela média dos 4 LVDT's e a extensão calculou-se dividindo o deslocamento medido pelo comprimento inicial de medição. O módulo de elasticidade foi calculado de acordo com a norma EN 1052- 1 (1999) e corresponde ao valor secante a um terço da carga máxima.

$$E = \frac{1}{3} \times \frac{\sigma_c}{\varepsilon_i} \quad (4)$$

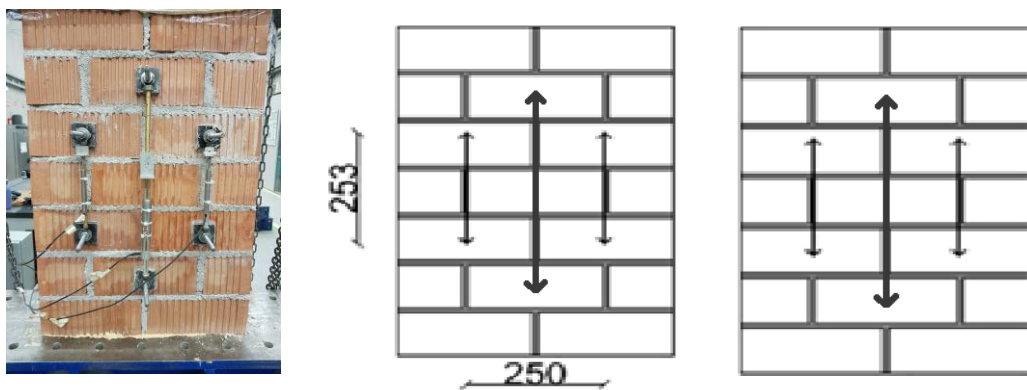


Figura 62 - Configuração dos ensaios de resistência à compressão uniaxial (frente e verso)

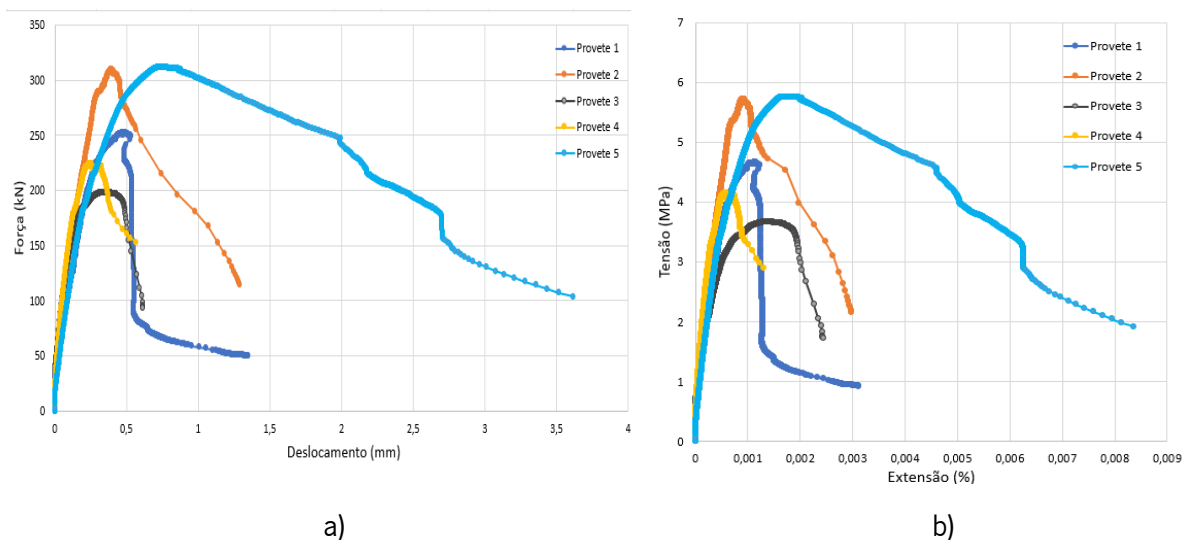


Figura 63 - a) Gráfico força-deslocamento, b) gráfico tensão-extensão

Tabela 7 - Valor médio da resistência característica à compressão e módulo de elasticidade (E)

Ensaio	σ_c (MPa)	f_k (MPa)	E (MPa)	$f_{k,EC6}$ (MPa)	E_{EC6} (MPa)
1	4,7	3,9	9877	4,65	4650
2	5,7	4,8	13142		
3	3,7	3,1	13038		
4	4,2	3,5	18543		
5	5,8	4,8	8143		
Média	4,8	4,0	12549		
Desvio-padrão	0,8	0,7	3552		
C.O.V (%)	17,4	17,4	28,3		

O diagrama tensão extensão caracteriza-se por um ramo linear até perto da carga máxima, aproximadamente 85% - 90% da carga máxima, e depois verifica-se o início do comportamento não linear até à força máxima. Após a força máxima, verifica-se uma redução rápida da resistência para deslocamentos crescentes.

É possível concluir que o valor da resistência à compressão característica experimental é um pouco inferior ao valor calculado com base no Eurocódigo 6 (2006), sendo a diferença de aproximadamente 14%. Por outro lado, o módulo de elasticidade (E) é significativamente superior. O valor mais elevado obtido experimentalmente pode estar relacionado com algumas dificuldades observadas no posicionamento e fixação dos LVDT's. Em todos os ensaios, alguns dos LVDT's apenas começam a registar deslocamentos após serem atingidos determinados valores de carga.

Em todos os provetes ensaiados, durante os ensaios, foi possível observar que a fissuração teve início nos septos interiores dos tijolos, uma vez que foram ouvidos vários estalidos sem ser possível ver qualquer fissura nas faces exteriores dos provetes. Depois de ser atingido determinado valor de força, começou a ser possível observar ligeiras fissuras nos cantos e próximo às juntas de argamassa. Após ser atingida a carga máxima, verificou-se uma rotura mais súbita das unidades, ver Figura 64. No último provete, para além disto, também foi observada deformação/encurvadura para fora do plano das paredes exteriores da alvenaria.

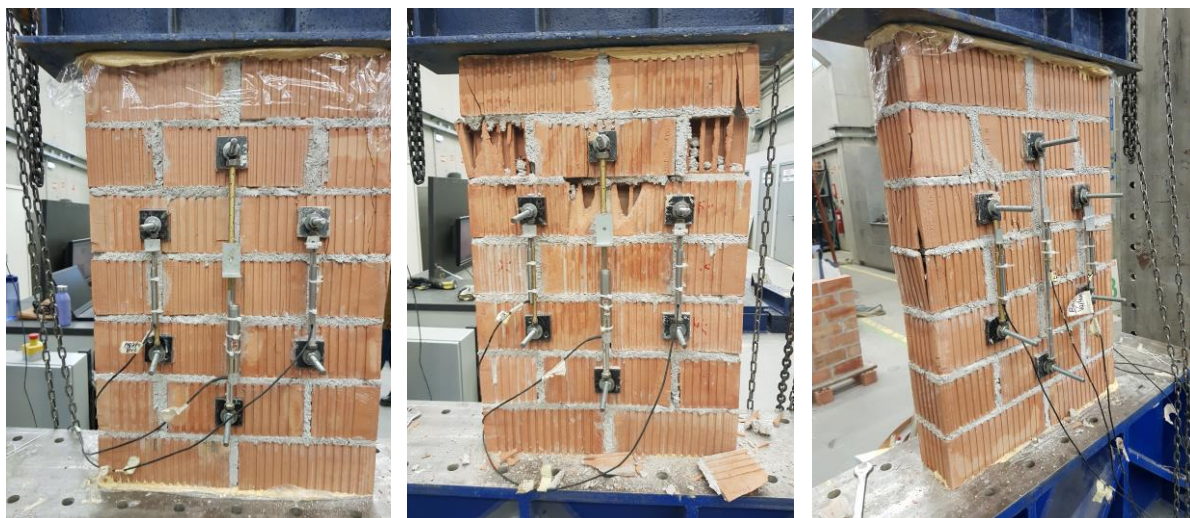


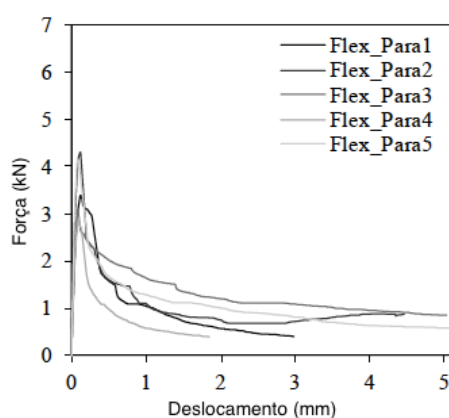
Figura 64 - Exemplos de modos de rotura obtidos nos ensaios de compressão uniaxial

4.1.4 Caracterização da alvenaria de tijolo à flexão

A geometria dos provetes para a caracterização do comportamento à flexão da alvenaria de tijolo foi definida de acordo com a norma EN 1050-2 (1999). Os ensaios de foram realizados em controlo de deslocamento com uma velocidade de $10 \mu\text{m/s}$. Foram ensaiados 5 provetes para obter a rotura paralela às juntas horizontais (f_{x1}) e 5 provetes para testar a rotura perpendicular às juntas horizontais (f_{x2}). Devido ao equipamento disponível os provetes foram ensaiados na direção vertical (Aşikoğlu et al., 2021). A Figura 65 mostra a configuração dos provetes para os ensaios de resistência à flexão e os resultados obtidos em forma de gráficos força-deslocamento.



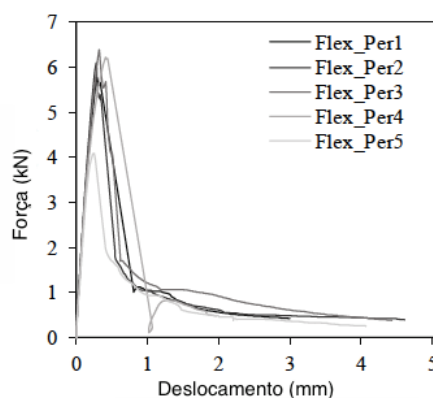
a)



b)



c)



d)

Figura 65 - a) Configuração dos ensaios no plano paralelo às juntas horizontais, b) gráfico força-deslocamento dos ensaios no plano paralelo às juntas horizontais, c) configuração dos ensaios no plano perpendicular às juntas horizontais, d) gráfico força-deslocamento dos ensaios no plano perpendicular às juntas horizontais

Verifica-se que o comportamento da alvenaria de tijolo tem um comportamento diferente na direção paralela e perpendicular às juntas horizontais de argamassa. A resistência à flexão é inferior no caso em que a rotura se desenvolve na direção paralela às juntas. Por outro lado, os ensaios também permitiram concluir que os provetes testados no plano paralelo às juntas horizontais são relativamente mais dúcteis do que os sujeitos a carregamento perpendicular às juntas horizontais que apresentaram um comportamento mais frágil caracterizado pela rotura das unidades, ver Figura 66.

A Tabela 8 apresenta um resumo dos resultados obtidos e permite concluir que a resistência característica à flexão paralela às juntas horizontais é de 0,27 MPa e a resistência à flexão na direção perpendicular às juntas horizontais é de 0,51 MPa. Ambos os valores são superiores que os valores indicados no Eurocódigo 6 (2006), que são de 0,1 MPa para a rotura paralela às juntas e 0,4 MPa para a rotura perpendicular às juntas (Aşıkoğlu et al., 2021).

Tabela 8 - Resistência à flexão média dos provetes (Aşıkoğlu et al., 2021)

	Resistência à flexão (MPa)
$f_{x1}^{\text{médio}}$	0.40
$f_{x2}^{\text{médio}}$	0,76
f_{x1}	0,27
f_{x2}	0,51

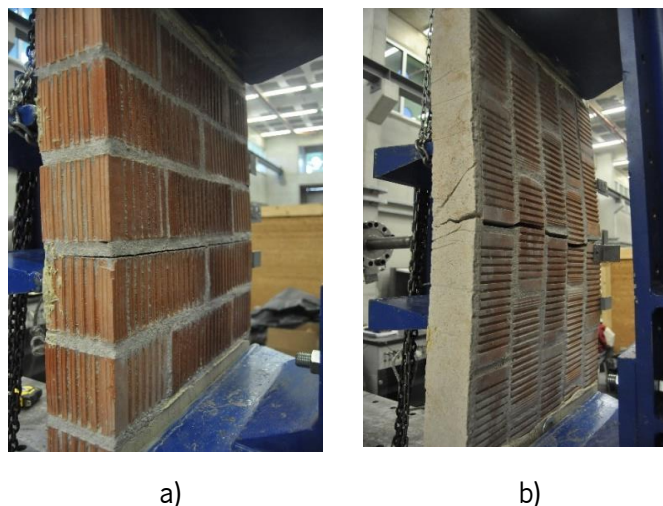


Figura 66 - a) Rótura no plano paralelo às juntas, b) rótura no plano perpendicular às juntas (Aşikoğlu et al., 2021)

4.1.5 Caracterização da alvenaria de tijolo ao corte

A determinação da resistência ao corte foi realizada com base em ensaios de compressão diagonal realizados de acordo com a norma ASTM 519-02 (2002). Foram ensaiados 6 provetes em controlo de deslocamento com uma velocidade de deslocamento de $2 \mu\text{m/s}$. Os provetes foram posicionados na diagonal de modo a permitir a aplicação de uma carga de compressão diagonal pelo equipamento de ensaio, ver Figura 67a. Nas faces dos provetes foram colocados dois LVDT's, um na direção vertical do carregamento para medir a redução da diagonal vertical e outro na direção perpendicular ao carregamento para medir o aumento da diagonal horizontal, de modo a determinar o módulo de corte (G) (Aşikoğlu et al., 2021). A Figura 67b apresenta os resultados dos ensaios sob a forma de gráfico tensão-extensão que permite observar o comportamento frágil da rótura por corte.

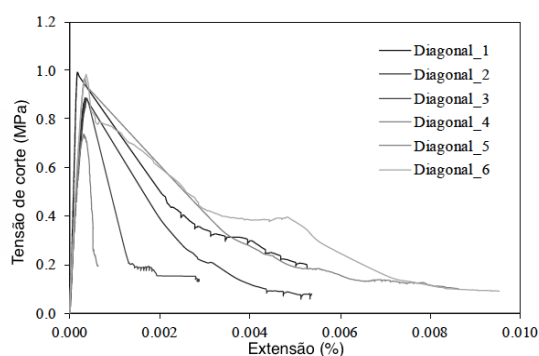


Figura 67 - a) Configuração dos ensaios de compressão diagonal, b) gráfico tensão-extensão (Aşikoğlu et al., 2021)

A resistência média ao corte diagonal é de 0,89 MPa e o valor médio do módulo de corte (G) é de 2592 MPa, existindo um coeficiente de variação (COV) de 9,6% e 51%, respetivamente. Todos os provetes apresentaram uma rotura frágil em forma de escada (Figura 68a), exceto o provete 4 no qual foi observada uma rotura ao longo das juntas horizontais (Figura 68b). Considera-se que esta diferença pode estar relacionada com alguma diferença na mão-de-obra ou na forma como foi misturada a argamassa (Aşıkoğlu et al., 2021).

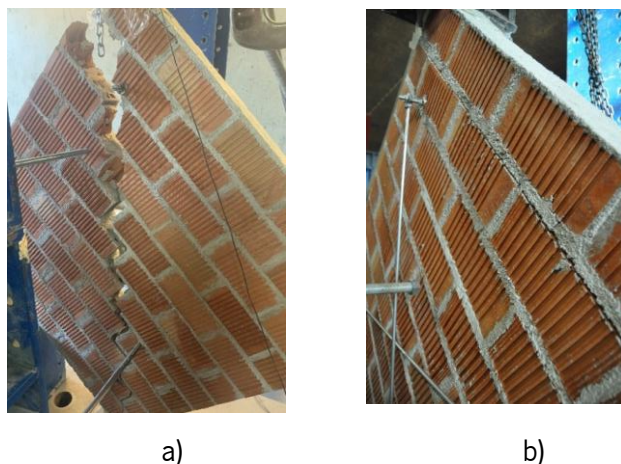
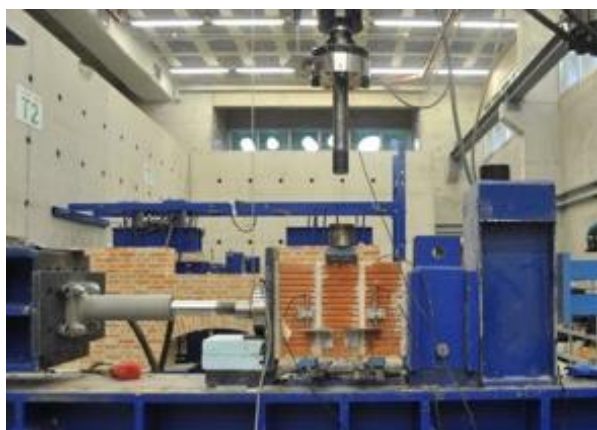


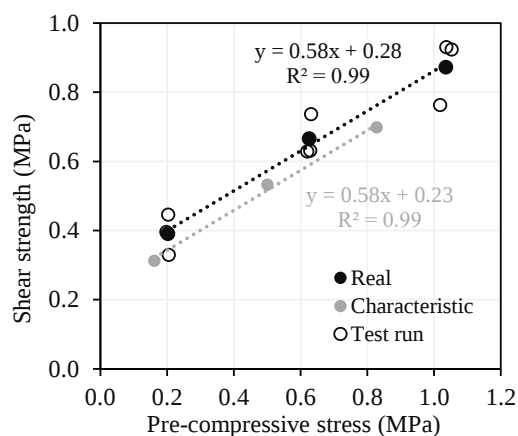
Figura 68 - a) Típica rotura observada nos provetes, b) rotura observada no provete 4 (Aşıkoğlu et al., 2021)

4.1.6 Caracterização da resistência ao corte inicial

Os ensaios de resistência ao corte inicial foram realizados com o objetivo de obter a resistência das juntas horizontais ao corte, nomeadamente para obtenção da coesão (f_{v0}) e ângulo de atrito. Os ensaios foram realizados de acordo com a norma EN 1052-3 (2002), tendo sido considerados 3 níveis de pré-compressão diferentes, nomeadamente 0.2MPa, 0.6MPa e 1MPa, Foram ensaiados 3 provetes para cada nível de pré-compressão. A força de corte foi aplicada com um controlo de deslocamento a uma velocidade de 10 $\mu\text{m/s}$ e a pré-compressão foi aplicada através de um macaco hidráulico manual. Foram colocados 2 LVDT's em cada uma das faces dos provetes. Os LVDT's verticais foram usados para medir o deslocamento na direção paralela à junta (deslizamento) e os LVDT's horizontais foram colocados para registar a possível deslocamento na direção normal às juntas unidades. A Figura 69a permite observar a configuração do ensaio e a Figura 69b apresenta a relação entre a resistência ao corte máxima e a tensão de pré-compressão a partir da qual é possível obter a resistência ao corte inicial ($f_{v0}=0,28$ MPa) e um ângulo de atrito de 0.58 (Aşıkoğlu et al., 2021). O valor característico da resistência ao corte inicial calcula-se multiplicando o valor médio por 0.8, sendo igual a 0.23MPa (EN 1052-3, 2002)



a)



b)

Figura 69 - Configuração do ensaio de resistência ao corte inicial (Aşıkoğlu et al., 2021)

Os resultados dos ensaios permitiram concluir que a resistência característica ao corte inicial (f_{vok}) é menor do que o valor de referência sugerido pelo Eurocódigo 6 (2006) para tijolos cerâmicos do grupo 3 e argamassa de assentamento M10 (0,30 MPa). Também foi possível concluir que a forma de rotura dos provetes dependia do nível de pré-compressão aplicado, o nível mais baixo de pré-compressão provocou rotura deslizamento nas interfaces unidade-argamassa e o nível de maior pré-compressão resultou em alguma fendilhação dos septos verticais dos tijolos (Aşıkoğlu et al., 2021).



a)



b)

Figura 70 - a) Rotura por corte nas interfaces unidade-argamassa, b) rotura por separação das unidades (Aşıkoğlu et al., 2021)

5. IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA DO EDIFÍCIO DE ALVENARIA

5.1 Introdução

Este capítulo tem como objetivo a caracterização dinâmica do edifício de alvenaria com vista à calibração futura dos modelos numéricos para avaliação do comportamento experimental do edifício. De facto, o conhecimento das propriedades dinâmicas de estruturas no âmbito da engenharia civil é importante para a caracterização do comportamento dinâmico das estruturas, calibração de modelos numéricos, acompanhamento e/ou avaliação das condições de segurança de estruturas existentes e deteção de danos. Os ensaios de identificação dinâmica ou ensaios de identificação modal são utilizados para a obtenção das características dinâmicas de estruturas (frequências naturais, coeficientes de amortecimento e modos de vibração).

No presente trabalho foram realizados ensaios de vibração ambiental no edifício em diferentes fases da construção: (a) antes da construção da laje do segundo piso, ou seja, ainda em fase de construção; (b) 3 dias após a betonagem da laje do 2º piso, com o objetivo de estudar a influência da presença deste elemento estrutural, nas propriedades dinâmicas da estrutura. Note-se que se espera que a laje de betão armado tenha uma influência fundamental no comportamento global do edifício a ações horizontais, promovendo o chamado "box behavior".

Após a realização dos ensaios foram executadas Análises Modais Operacionais (OMA) para a determinação dos parâmetros dinâmicos do edifício em estudo. No final foi realizada uma comparação dos resultados experimentais com os resultados do modelo de elementos finitos, e a calibração do modelo numérico minimizando as diferenças entre ambos os modelos.

5.2 Breve revisão sobre ensaios de identificação dinâmica

Os ensaios de identificação dinâmica ou ensaios de identificação modal são utilizados para a obtenção das características dinâmicas de estruturas (frequências naturais, coeficientes de amortecimento e modos de vibração), e podem ser realizados através de três técnicas de ensaio diferentes (Aşikoğlu , 2018):

- ⇒ Ensaios "Input-Output", também conhecidos por medição de vibrações forçadas, consistem na imposição de excitações à estrutura, através de martelos de impulso, vibradores fixos à estrutura ou explosões controladas, e determinar a sua resposta através da criação de um conjunto de

funções de resposta em frequência (FRFs) que relacionam a resposta, medida como aceleração, com a excitação em um ou mais pontos ao longo da estrutura. O principal inconveniente deste tipo de ensaios é a dificuldade em excitar, com energia suficiente e de forma controlada, os modos de vibração mais significativos numa gama de baixas frequências (Aşıkoğlu , 2018; Catulo, 2015; Caetano et al., 2010).

- ⇒ Ensaios de vibração livre que consistem na imposição de forças, tal como os ensaios de vibração forçada, no entanto, simulam a ação de forças acidentais, isto é, a estrutura vibra livremente após o impulso. Esta técnica recorre à libertação súbita de uma massa suspensa ou do corte de uma barra tracionada para a imposição de excitação. Têm como objetivo induzir na estrutura uma resposta mensurável, em geral, para a determinação dos coeficientes de amortecimento associados a cada modo de vibração (Caetano et al., 2010).
- ⇒ Ensaios "Output-Only" também referidos por medição da vibração ambiental, tal como o nome indica, consideram como fonte de excitação as vibrações ambientais, como o tráfego e/ou a ação do vento. Algumas vantagens deste método em relação ao anterior são o facto de ser mais fácil e confortável em executar e permitir a identificação de modos de vibração com frequências reduzidas devido aos baixos níveis de vibração (Aşıkoğlu , 2018; Catulo, 2015).

Os ensaios de vibração ambiental permitem a identificação precisa das frequências naturais da maior parte das estruturas, exceto de barragens, já a identificação de coeficientes de amortecimento modais é mais rigorosa em ensaios de vibração forçada ou livre, uma vez que estes parâmetros possuem uma grande variabilidade para pequenas amplitudes de vibração (Caetano et al., 2010).

Refere-se como exemplo da aplicação de ensaios de vibração forçada, os ensaios realizados no aproveitamento hidráulico de Cahora Bassa, em Moçambique para a determinação do seu comportamento dinâmico. Foi utilizado um vibrador de massa excêntrica para impor forças horizontais harmónicas com diferentes amplitudes e frequências. A resposta dinâmica da estrutura às excitações impostas foi medida através de transdutores de velocidade e acelerómetros colocados em diferentes pontos na estrutura. Após a identificação das frequências dos primeiros modos de vibração da barragem, estes foram utilizados para a calibração do modelo numérico, tendo-se verificado uma aproximação razoável das configurações modais dos dois primeiros modos de vibração, ver Figura 71b (Gomes & Carvalho, 2014).

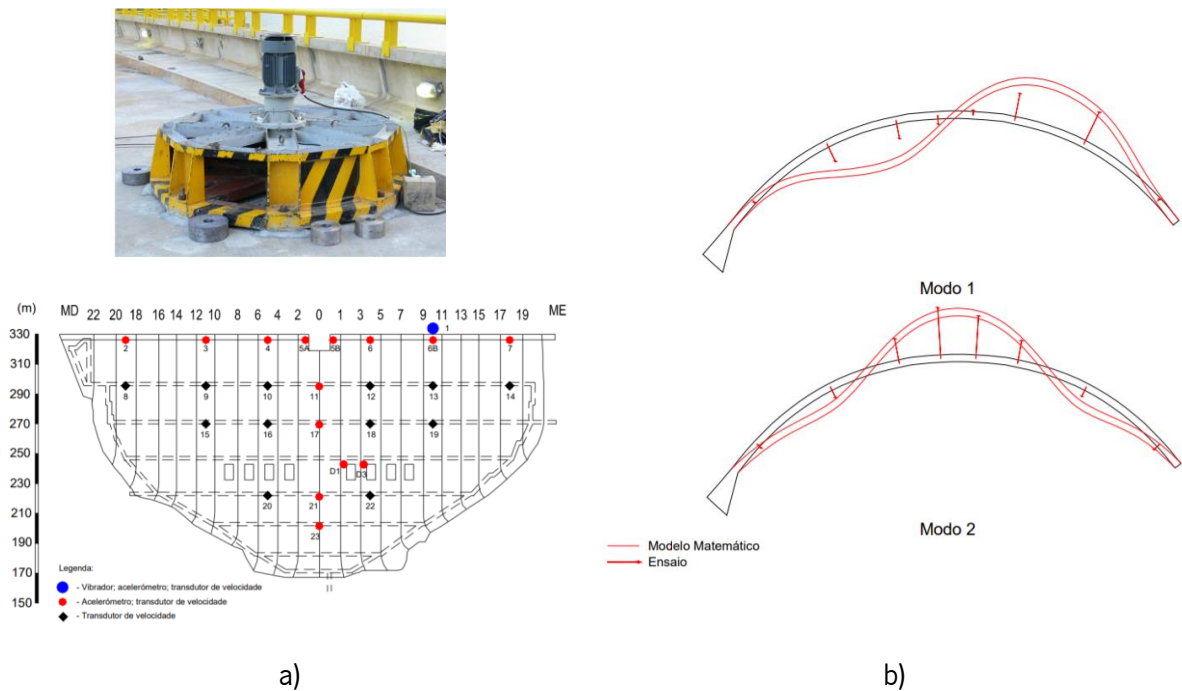


Figura 71 - a) Vibrador de massa excêntrica e disposição dos equipamentos de ensaio, b) comparação dos dois primeiros modos de vibração do ensaio e do modelo numérico (Gomes & Carvalho, 2014)

Outro exemplo da aplicação de ensaios de vibração forçada, são os ensaios realizados num modelo experimental de 4 pisos com paredes em alvenaria de pedra e pavimentos em madeira. O modelo foi ensaiado com diferentes amplitudes do sinal de excitação, com o objetivo de avaliar diferentes métodos de identificação dinâmica, comparando os resultados obtidos com os de ensaios de vibração ambiental também realizados no âmbito do programa experimental desse trabalho de investigação. Também tinha como objetivo avaliar a influência da amplitude do sinal de excitação nas propriedades dinâmicas do modelo experimental.



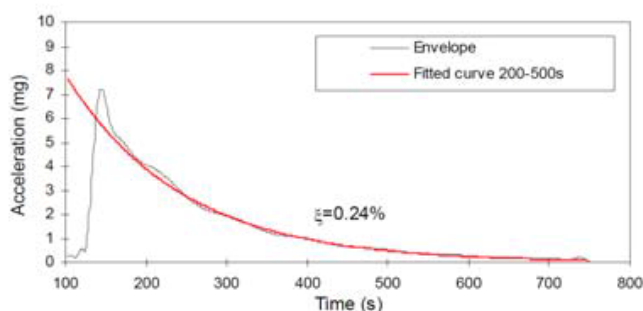
Figura 72 - Modelo experimental em alvenaria de pedra e pavimentos em madeira (Mendes et al., 2010)

O modelo foi excitado ao nível da base com duas séries de ruído branco aplicadas em direções ortogonais através de atuadores da mesa sísmica. Os resultados dos ensaios permitiram concluir que a identificação das propriedades dinâmicas não é independente da amplitude da excitação e que o modelo apresenta comportamento não linear que se considera estar associado ao comportamento da alvenaria (atrito das fendas existentes ou alteração da rigidez devido ao alongamento das fendas existentes e à formação de novas fendas) e às condições de ligação entre as paredes e pavimentos/coberturas (Mendes et al., 2010).

Um exemplo da aplicação dos ensaios de vibração livre, é o caso do ensaio da ponte de Vasco da Gama cujo principal objetivo era determinar o coeficiente de amortecimento associado ao primeiro modo de torção pois este possui uma frequência muito próxima da frequência natural do segundo modo de flexão. A ponte foi excitada através do corte súbito de uma barra suspensão com uma massa de 60 toneladas localizada a 1/3 do vão.



a)



b)

Figura 73 - a) Ensaio de vibração livre na ponte de Vasco da Gama, b) identificação do coeficiente de amortecimento do 1º modo de torção (Caetano et al., 2010)

Após a libertação da carga, foi observada uma oscilação com altitude máxima de 25 mm no ponto de suspensão da mesma, que, devido ao baixo nível de amortecimento da ponte, durou cerca de 8 minutos (Caetano et al., 2010).

Outro exemplo da aplicação de ensaios de vibração livre, são os ensaios realizados no viaduto de Millau, em França. O ensaio consistiu no corte súbito de uma barra tracionada com uma força de cerca de 1000 kN, e com massa de 110 toneladas, resultando numa oscilação com amplitude máxima de 42,5 mm (Magalhães et al., 2012; Caetano et al., 2010).

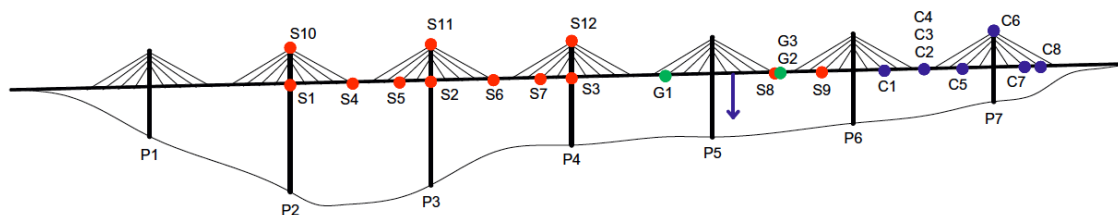
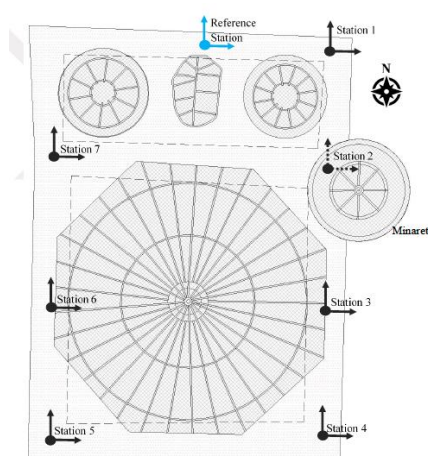


Figura 74 - Posição dos equipamentos de ensaio e ponto de aplicação da carga (seta para baixo) (Magalhães et al., 2012)

A medição da resposta em diferentes pontos, permitiu a identificação de vários coeficientes de amortecimento, com valores variáveis entre 0,3% e 0,9%. Estes resultados foram utilizados para fazer uma comparação com os coeficientes de amortecimento obtidos através dos ensaios de vibração ambiental que também foram realizados para o trabalho de investigação (Magalhães et al., 2012; Caetano et al., 2010).

Um outro exemplo de trabalho em que foram utilizados ensaios de vibração ambiental, foi a investigação desenvolvida por Aşıkoğlu (2018). Neste trabalho foram realizados ensaios de vibração ambiental com o objetivo de determinar as propriedades dinâmicas de uma mesquita localizada na Turquia e proceder à calibração do modelo numérico. Foram utilizados 2 acelerómetros dos quais um tinha uma posição fixa e o outro foi desocado para 7 posições diferentes. O tempo de aquisição para cada posição do acelerometro foi de 20 minutos, e os dados obtidos foram processados através do ARTeMIS Modal "software". Foram identificados os primeiros 4 modos de vibração que foram utilizados para o processo de calibração do modelo numérico, que consistiu em minimizar as diferenças entre os modos de vibração experimentais e numéricos. No final, a comparação das frequências modais experimentais e numéricas permitiu obter um erro médio de 4,9% (Aşıkoğlu, 2018).



a)



b)

Figura 75 - a) Plano de disposição dos acelerómetros, b) Posicionamento dos acelerómetros na mesquita (Aşıkoğlu, 2018).

Outro exemplo da aplicação de ensaios de vibração ambiental consiste em os ensaios realizados num arco em escala reduzida de alvenaria. Foram aplicados deslocamentos sucessivamente crescentes que induziram dano na estrutura. Após os ensaios experimentais foram realizados os ensaios de identificação dinâmica de modo a monitorizar a degradação da rigidez associada aos danos progressivos. Foram utilizados 8 acelerómetros, 4 fixos e 4 que foram deslocados entre 26 pontos diferentes. Os dados obtidos foram processados no ARTeMIS Modal "software" através de dois estimadores modais EFDD e SSI-UPXC. Os resultados obtidos foram utilizados para a calibração do modelo numérico com o objetivo de estimar o módulo de elasticidade (E) das unidades de alvenaria e da argamassa (Masciotta et al., 2020).

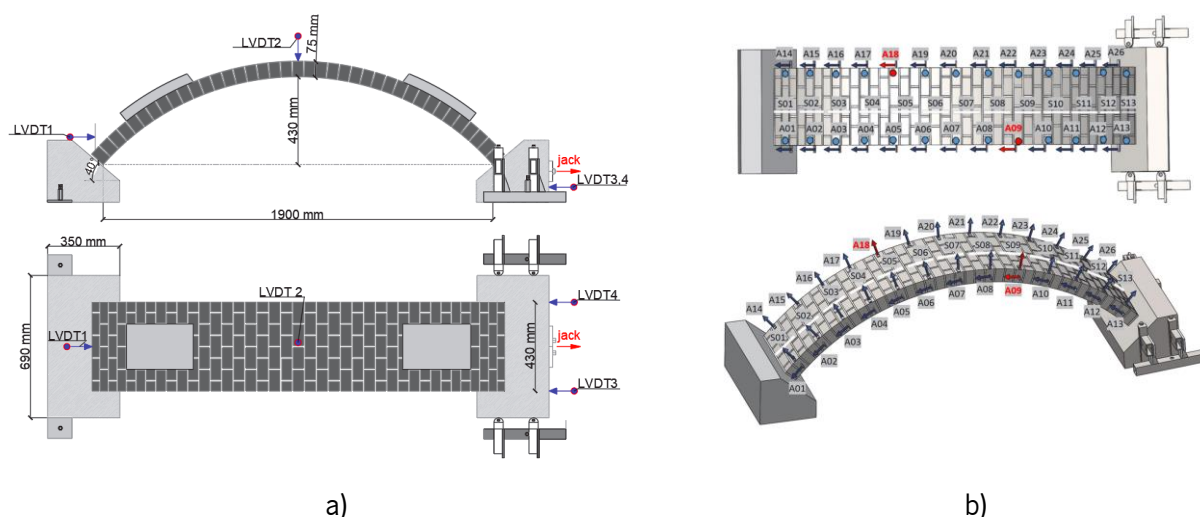


Figura 76 - a) Aplicação dos deslocamentos através de macaco hidráulico, b) disposição dos equipamentos de medição (Masciotta et al., 2020)

5.3 Ensaios de identificação dinâmica no edifício de alvenaria

Nesta secção pretende-se descrever os ensaios de identificação dinâmica no edifício em diferentes fases de construção bem como a análise e discussão dos resultados experimentais. Pretende-se ainda comparar os resultados experimentais em termos de frequências e modos de vibração com os resultados da análise numérica efetuada num modelo numérico tridimensional que representa o modelo experimental do edifício.

5.3.1 Análise modal preliminar através de método dos elementos finitos

Esta secção dedica-se à realização da análise modal preliminar com base em modelos de elementos finitos recorrendo ao "software" DIANA, que tem como objetivo principal a determinação da frequência naturais e modos de vibração do edifício. Os resultados permitirão ter uma ideia inicial dos deslocamentos dos componentes estruturais, e assim facilitar a decisão relativamente à localização dos acelerómetros. Na análise modal consideraram-se dois modelos; (1) edifício sem a laje do 2º piso do modelo e (2) edifício completo, isto é, com a laje do segundo piso. A ideia de considerar o edifício sem o 2º piso pretende simular o efeito da ausência de um pavimento rígido, o que acontece no caso de edifícios tradicionais em alvenaria, em que os pavimentos de madeira são flexíveis e frequentemente apresentam ligações deficientes às paredes de alvenaria.

Começou-se por importar o ficheiro CAD com a geometria do edifício (Aşıkoğlu, 2021) para o "software" de análise estrutural DIANA. A discretização da estrutura foi efetuada através de elementos 3D com 8 nós (tipo HX24L de 10 cm de lado).

Considerou-se ainda o modelo fixado à laje de reação restringindo-se os deslocamentos nas três direções. Para este efeito, foram colocados os varões através dos tubos instalados na laje de fundação do edifício e fixados à laje de reação. Refira-se ainda que no modelo consideraram-se os perfis metálicos colocados no perímetro do edifício de apoio à aplicação da carga durante os ensaios estáticos cíclicos. Na Figura 77 são apresentados os dois modelos numéricos, após a definição dos materiais e condições de apoio.

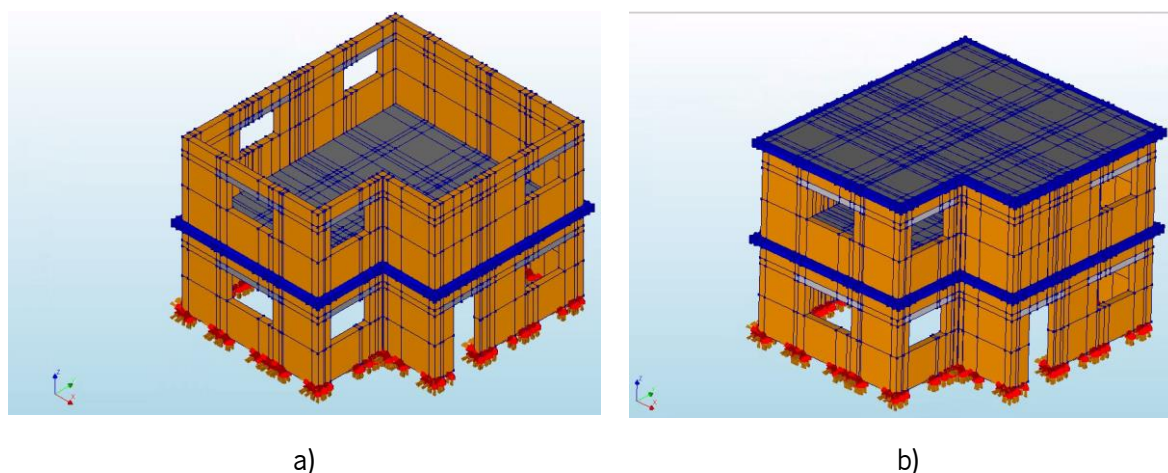


Figura 77 - Modelo de elementos: a) sem a laje do 2º piso, b) com a laje do 2º piso

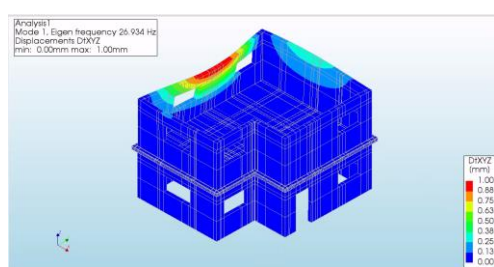
Para a análise modal adotou-se comportamento elástico dos materiais. As propriedades elásticas que foram consideradas são apresentadas na Tabela 9. Relativamente ao módulo de elasticidade (E) da

alvenaria é importante referir que uma vez que os resultados dos ensaios de compressão uniaxial realizados para a caracterização dos materiais (Capítulo 4) não são muito fiáveis, foi utilizado o valor calculado através da Eurocódigo 6 (2006).

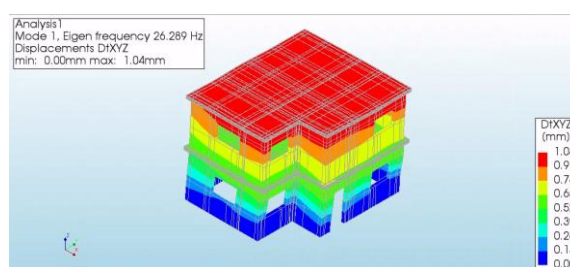
Tabela 9 - Propriedades elásticas dos materiais (Aşıkoğlu, 2021)

Material	E (MPa)	Coeficiente de Poisson (ν)	γ (ton/m ³)
Alvenaria	4650	0,25	0,87
Perfis metálicos	200000	0,3	8,05
Laje de betão	33000	0,2	23,32

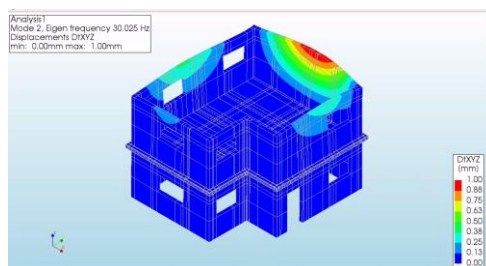
Após a definição das propriedades, condições de apoio e geração da malha procedeu-se à execução da análise modal. Na Figura 78 são apresentados os primeiros 4 modos de vibração obtidos da análise modal para as duas configurações do edifício (com e sem a laje do 2º piso).



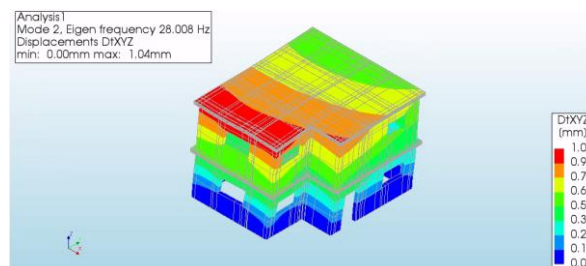
a)



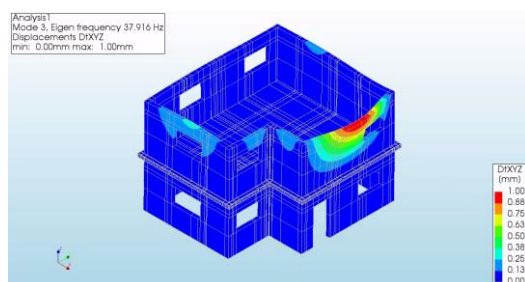
b)



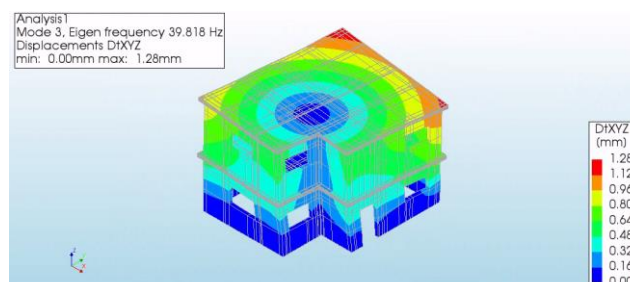
c)



d)



e)



f)

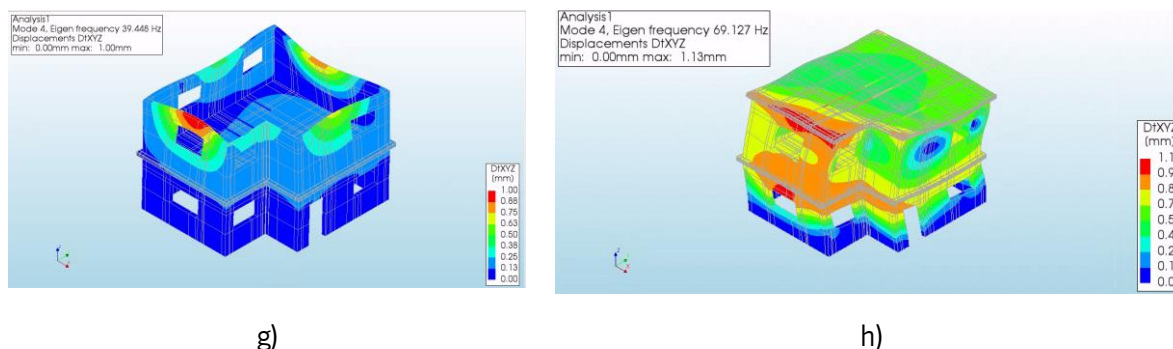


Figura 78 - Modos de vibração obtidos: a) 1º modo de vibração sem laje, b) 1º modo de vibração com a laje, c) 2º modo de vibração sem a laje, d) 2º modo de vibração com a laje, e) 3º modo de vibração sem a laje, f) 3º modo de vibração com a laje, g) 4º modo de vibração sem a laje, h) 4º modo de vibração com a laje

No caso da análise sem a laje, os primeiros 4 modos de vibração são modos locais envolvendo as paredes do 2º piso com frequências que variam entre os 25 Hz e os 40 Hz. Relativamente à análise do edifício com a laje do 2º piso, verifica-se que os primeiros 3 modos de vibração são modos globais do edifício com frequências que variam entre os 25 Hz e os 40 Hz. O 4º modo de vibração parece ser um modo local da parede norte do edifício e apresenta uma frequência mais elevada, ver Figura 78 e Tabela 10.

Tabela 10 - Frequências obtidas na análise preliminar de "eigenvalue"

Modo	Frequência - Sem laje do 2º piso	Fatores de participação (%)			Frequência - Com laje do 2º piso	Fatores de participação (%)		
		X	Y	Z		X	Y	Z
1º	26,93	4,88	0,59	$\cong 0$	26,29	2,86	84,08	$\cong 0$
2º	30,03	1,98	15,11	$\cong 0$	28,01	73,63	2,58	$\cong 0$
3º	37,92	16,35	12,45	$\cong 0$	39,82	5,74	1,02	$\cong 0$
4º	39,45	3,68	47,44	$\cong 0$	69,13	0,23	6,87	2,16

Como é possível observar na tabela anterior, os valores de frequência obtidos nas análises realizadas, com e sem a laje, não diferem muito até ao 3º modo de vibração. A introdução da laje traduz-se no aumento da rigidez e massa da estrutura, e sendo a frequência função direta da rigidez e inversa da massa, existe um equilíbrio que explica a semelhança entre os valores das frequências nas duas situações analisadas. No entanto, as frequências obtidas nos modos locais são frequências das paredes, enquanto que os modos globais estão associados a frequências do edifício.

5.3.2 Análise Modal Operacional (OMA)

A análise modal operacional foi realizada processando a informação obtida pelos ensaios de vibração ambiental no "software" ARTeMIS utilizando dois estimadores modais implementados no próprio programa: o método melhorado de decomposição no domínio da frequência (EFDD) e o método de identificação estocástica no subespaço (SSI-UPCX).

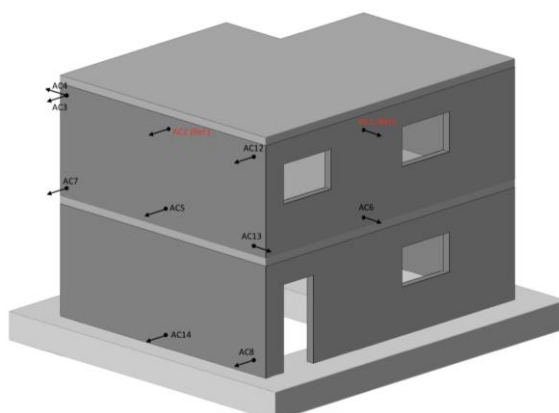
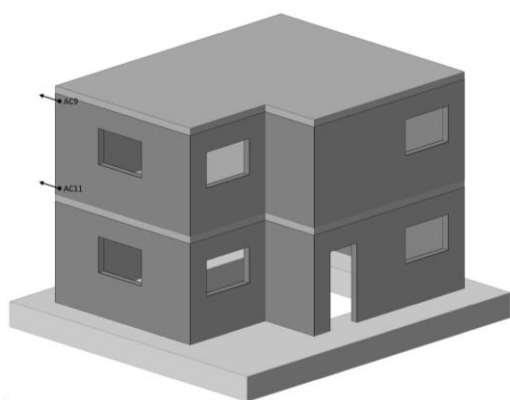
É importante mencionar que na análise sem a laje do 2º piso foram identificados os primeiros 4 modos locais de vibração e que na análise com a laje do segundo piso apenas foram identificados os 3 primeiros modos globais de vibração. Considerou-se que seriam suficientes para a caracterização dinâmica do edifício em estudo, pelos seguintes motivos:

- ⇒ as medições de vibração ambiente permitem a identificação de modos de vibração com frequências reduzidas (os primeiros) devido aos baixos valores de excitação, o que significa que a identificação dos modos superiores não é tão clara;
- ⇒ a necessidade de mais acelerómetros em mais posições no edifício para conseguir fazer a distinção entre modos, que se torna mais complicada à medida que as frequências aumentam;
- ⇒ a maior parte dos estudos de referência são focados nos primeiros 4 a 6 modos de vibração, que são os que permitem obter os modos de vibração globais.

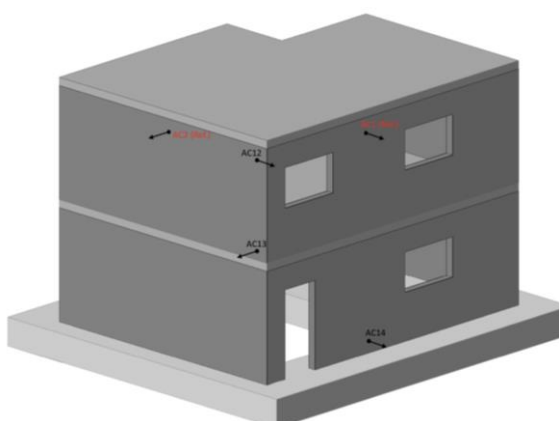
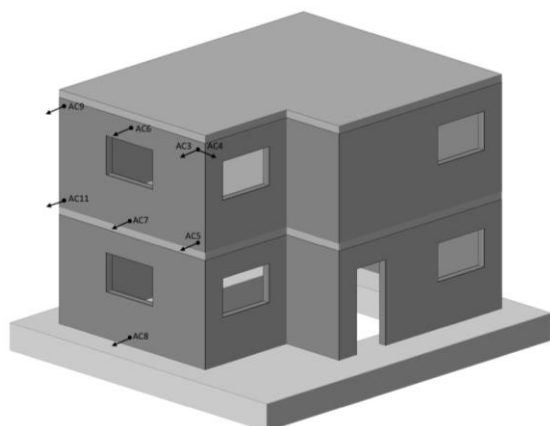
5.3.3 Medições de vibração ambiente (AVM)

Como já foi referido anteriormente, neste trabalho foram realizados ensaios de vibração ambiental para a obtenção dos parâmetros modais do edifício em estudo. Foram realizados dois ensaios, o primeiro com o edifício em fase de construção, mais precisamente, antes da construção da laje do 2º piso, e o segundo foi realizado 3 dias após a betonagem da laje do segundo piso. Para a realização dos ensaios foram definidas 3 disposições de instrumentação diferentes ("setups") relacionados entre si através de 2 pontos de referência, ver Figura 79. Relativamente à instrumentação, foram utilizados acelerómetros de elevada sensibilidade (modelo PCB393B12, gama de frequências de 0,15 a 1000 Hz, sensibilidade de 10000 mV/g e 8g de resolução). O número de acelerómetros disponíveis era 13, dos quais dois foram fixos sempre nos mesmos pontos, sendo por isso os chamados pontos de referência, e os restantes foram deslocados para novas posições de acordo com as disposições definidas. A medição das excitações ambientais de cada "setup" teve uma duração de 20 minutos e, como já foi referido

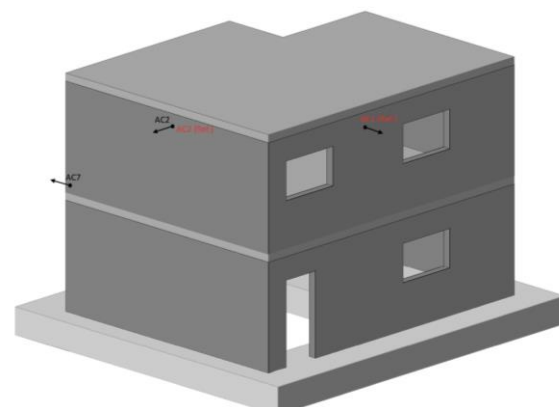
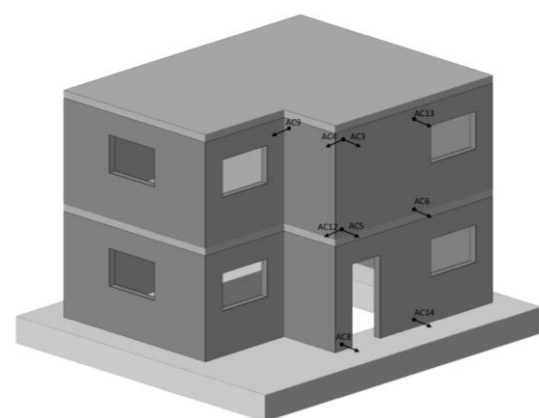
anteriormente, a definição das posições dos acelerômetros em cada disposição foi baseada em função dos modos de vibração antecipadamente estimados através da análise modal preliminar.



a)



b)



c)

Figura 79 - a) "Setup" 1; b) "setup" 2; c) "setup" 3

É importante referir que para além da medição das vibrações ambientais devido à excitação ambiental, também foram realizadas medições resultantes das excitações ambientais associadas às vibrações induzidas por passos à volta do edifício o mais aleatoriamente possível de modo a respeitar a suposição de que a excitação é do tipo ruído branco na qual se baseia a análise modal operacional. O principal objetivo deste procedimento era aumentar os níveis de excitação de modo a conseguir distinguir mais facilmente o sinal medido do ruído das máquinas do laboratório. No entanto, os resultados obtidos não foram muito úteis e na realidade dificultaram a identificação dos modos de vibração, e, portanto, os seus resultados não serão discutidos mais adiante. Considera-se que o insucesso desta medição pode estar relacionado com o facto de o seu tempo de aquisição ter sido muito curto, 5 minutos para cada "setup" e também devido às excitações geradas pelos passos que provavelmente não foram tão aleatórios violando a hipótese de ruído branco.

5.3.4 Análise de resultados - Método EFDD

O método melhorado de decomposição no domínio da frequência (EFDD) é um método não paramétrico que possui uma baixa resolução da frequência e por isso tem uma reduzida precisão quando identifica frequências de valores próximos (Aşıkoglu , 2018).

A análise, sem a laje do 2º piso, realizada com recurso ao método EFDD permitiu identificar claramente os 4 primeiros modos de vibração, que se encontram num intervalo de 20 Hz e 35 Hz, ver Figura 80.

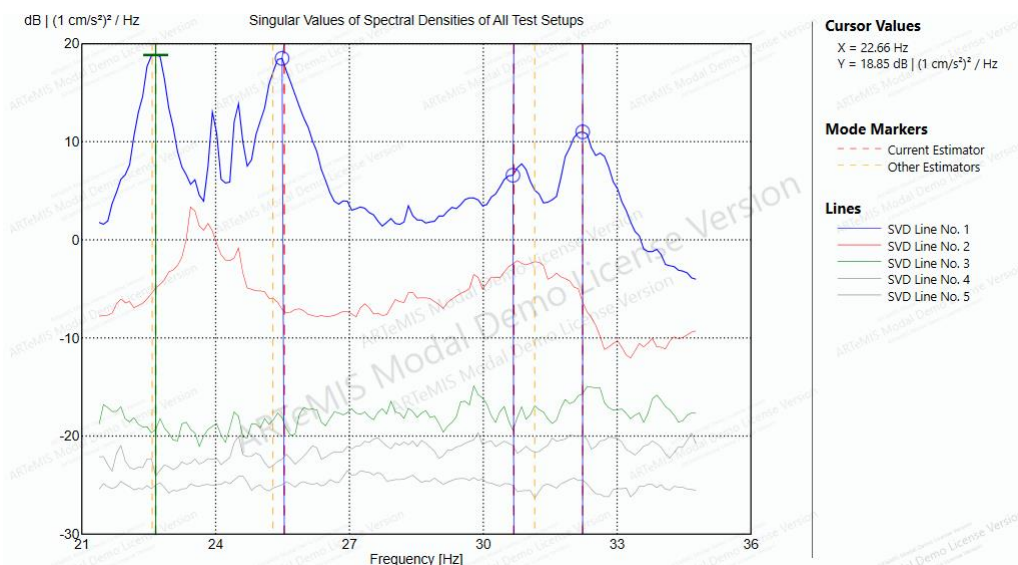


Figura 80 - Identificação dos modos de vibração através do método EFDD na ausência da laje do 2º piso

A análise com a laje do 2º piso realizada através do mesmo método permitiu identificar apenas os 3 primeiros modos de vibração, que se encontram num intervalo de 20 Hz e 45 Hz, ver Figura 81. Acima do terceiro modo, os picos não se manifestam de forma tão clara, devido à dificuldade em excitar modos superiores, complicando a identificação de mais modos de vibração da estrutura.

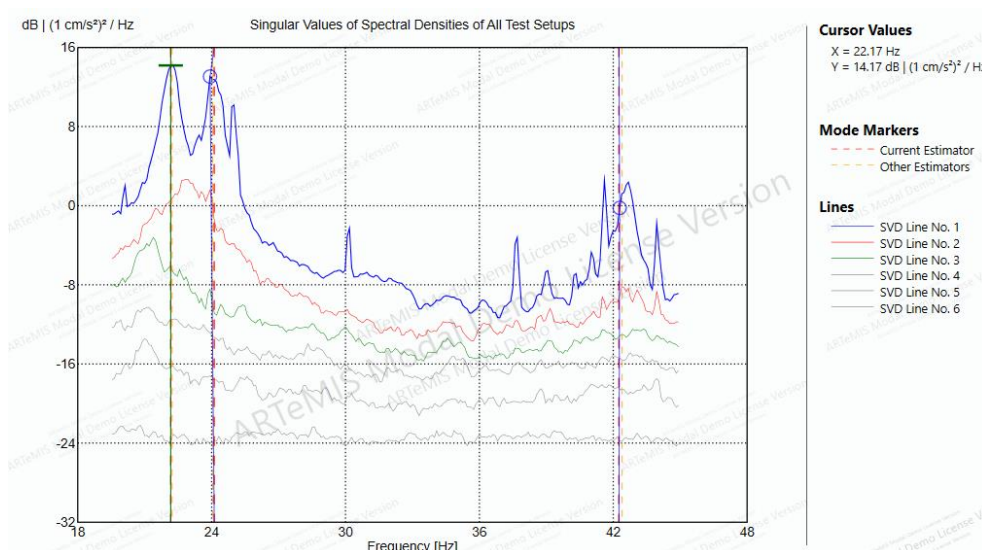


Figura 81 - Identificação dos modos de vibração através do método EFDD com a laje do 2º piso

5.3.5 Análise de resultados - Método SSI-UPCX

O método de identificação estocástica no subespaço (SSI-UPCX) é um método paramétrico no domínio do tempo, e, portanto, é mais robusto e fornece uma elevada resolução da frequência permitindo obter uma grande precisão dos parâmetros modais (Aşikoğlu , 2018). A análise, sem a laje do 2º piso, realizada com recurso ao método SSI-UPCX também permitiu identificar claramente os 4 primeiros modos de vibração, com valores de frequência muito semelhantes aos do método anterior, ver Figura 82.

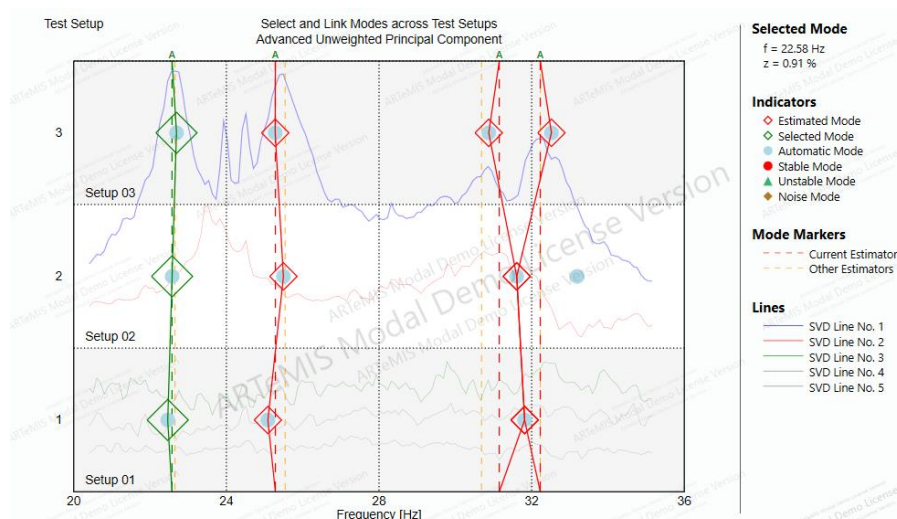


Figura 82 - Identificação dos modos de vibração através do método SSI-UPCX, na ausência da laje do 2º piso

A análise, com a laje do 2º piso, realizada com recurso ao método SSI-UPCX também permitiu identificar apenas os 3 primeiros modos de vibração, com valores de frequência idênticos aos do método anterior, ver Figura 83. Acima da frequência do terceiro modo de vibração a identificação de colunas estáveis torna-se mais difícil devido à dificuldade em excitar modos superiores.

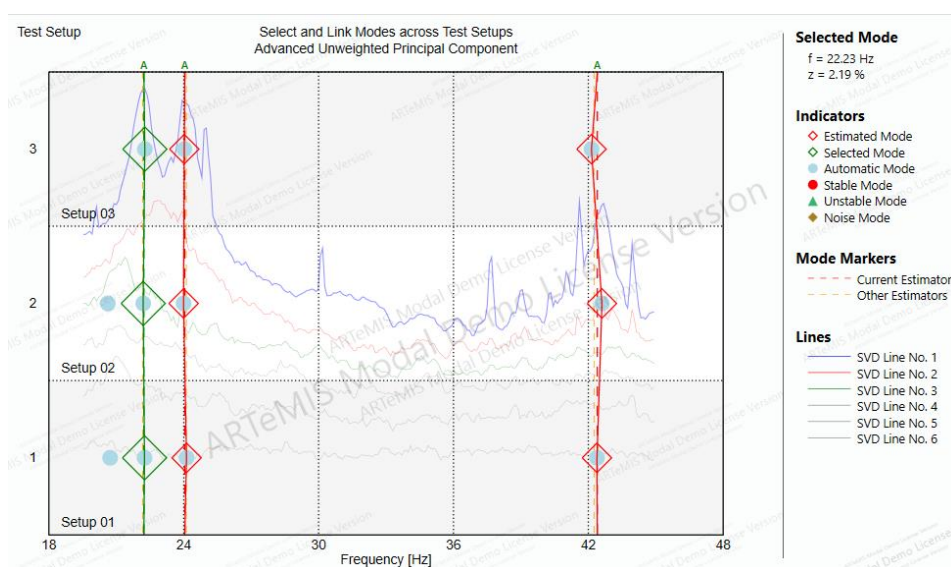


Figura 83 - Identificação dos modos de vibração através do método SSI-UPCX, com a laje do 2º piso

5.3.6 Comparação dos métodos de análise com base no MAC

A correlação dos modos de vibração experimentais estimados através dos dois métodos é automaticamente calculada pelo software Artemis obtendo-se valores para o "Modal Assurance Criterion" (MAC), que variam entre 0 e 1. Quanto mais similares forem os modos de vibração mais próximo de 1

será o valor do MAC. Se os modos de vibração forem muito diferentes o valor de MAC estará mais próximo de 0 (Aşıkoğlu , 2018). A Figura 84 permite observar e fazer uma comparação dos modos de vibração estimados por ambos os métodos e nas duas situações estudadas (com e sem a laje do 2º piso).

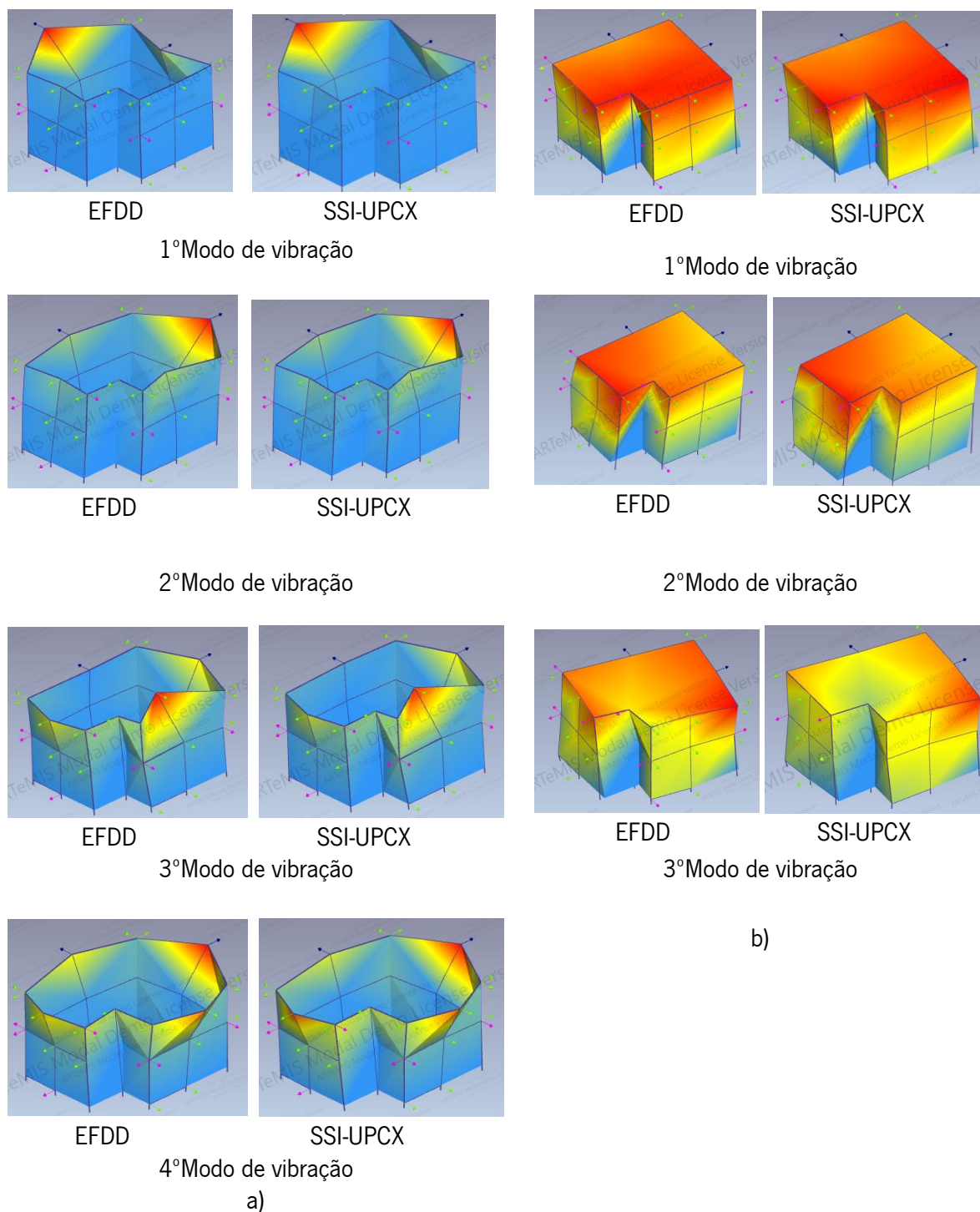


Figura 84 - a) Comparação dos modos de vibração obtidos através dos dois métodos (EFDD e SSI-UPCX) na ausência da laje do 2º piso, b) comparação dos modos de vibração obtidos através dos dois métodos (EFDD e SSI-UPCX) com a laje do 2º piso

Com base nos resultados obtidos, conclui-se que os modos de vibração identificados por ambos os métodos (EFDD e SSI-UPCX) são quase idênticos e por isso os valores de MAC apresentados na Tabela 11 são bastante próximos da unidade reforçando a validade dos modos estimados.

Tabela 11 - Comparação dos resultados obtidos pelos métodos EFDD e SSI-UPCX (MAC)

		EFDD (sem laje)	SSI-UPCX (sem laje)	MAC	EFDD (com laje)	SSI-UPCX (com laje)	MAC
Frequências (Hz)	1º Modo	22,65	22,58	0,998	22,17	22,23	0,994
	2º Modo	25,54	25,28	0,998	24,11	24,10	0,997
	3º Modo	30,68	31,15	0,978	42,61	42,40	0,910
	4º Modo	32,23	32,23	0,947	-	-	-

Normalmente os primeiros modos de vibração de estruturas são os modos globais, no entanto isso não foi verificado para a análise sem a laje do 2º piso pois os primeiros 4 modos de vibração identificados são modos locais das paredes do segundo piso do edifício. No caso da análise com a laje do 2º piso, foi possível identificar os três primeiros modos de vibração globais do edifício. O primeiro modo está associado ao movimento de translação na direção longitudinal do edifício, o segundo modo de vibração também está associado ao movimento de translação, mas na direção transversal do edifício, e o terceiro modo identificado é de torção.

A ausência de laje de betão armado do 2º piso faz com que não exista um travamento das paredes desse piso para fora do plano promovendo a predominância da deformação das paredes para fora do seu plano, tal como se pode verificar pelas configurações dos modos de vibração identificados. A presença da laje de betão armado contribui para o melhoramento do comportamento global dos edifícios, podendo se observar nos modos de vibração identificados a existência do "box behavior". Portanto, é possível concluir que as diferenças entre as configurações dos modos de vibração identificados nas duas situações analisadas (com e sem laje do 2º piso) permitem reconhecer a importância da cobertura/pavimento rígidos para o comportamento global da estrutura, particularmente no caso desta estar sujeita a ações horizontais resultantes de eventos sísmicos.

5.4 Calibração do modelo numérico

Comparando as frequências experimentais e numéricas é possível observar uma determinada diferença que se considerou possível minimizar, sendo essa a razão principal da realização da calibração do modelo numérico. A calibração do modelo numérico foi realizada apenas para o caso em que o edifício se encontra completo (com a laje do 2º piso) e decidiu-se que os modos de vibração estimados pelo método SSI-UPCX seriam os modos experimentais da estrutura, uma vez que este método permite evitar os efeitos dos ruídos ambientais indesejáveis. A calibração do modelo é efetuada comparando os modos e frequências de vibração obtidos no modelo numérico com os modos e frequências experimentais. No processo de aproximação dos resultados experimentais e numéricos, avalia-se a influência das propriedades elásticas do material adotado, em particular do módulo de elasticidade. Assim, o processo de calibração do modelo de elementos finitos foi realizado com base em várias análises variando o valor do módulo de elasticidade da alvenaria, de modo a minimizar as diferenças em termos de frequência dos três primeiros modos de vibração experimentais e numéricos. Após algumas tentativas, foi obtido o valor calibrado do módulo de elasticidade da alvenaria que foi $E = 3350$ MPa. A Tabela 12 mostra os resultados das frequências do modelo numérico calibrado e permite comparar com as frequências experimentais. Também é apresentado o valor de MAC que desta vez teve que ser calculado através da fórmula seguinte:

$$MAC_{e,n} = \frac{|\varphi_e^T \times \varphi_n|^2}{(\varphi_n^T \times \varphi_n) \times (\varphi_e^T \times \varphi_e)} \quad (5)$$

Onde:

φ_e é o vetor próprio do modo experimental;

φ_n é o vetor próprio do modo numérico;

φ_e^T é a transposta do vetor próprio do modo experimental;

φ_n^T é a transposta do vetor próprio do modo numérico.

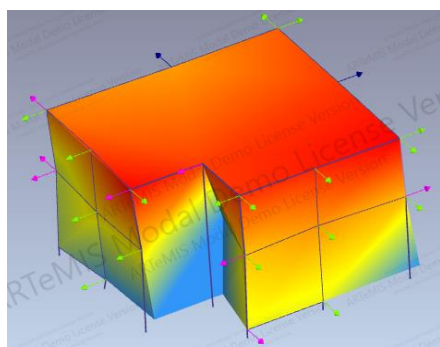
Tabela 12 - Comparação das frequências experimentais e numéricas após a calibração

Modo	$f_{exp.}$ (Hz)	$f_{num.}$ (Hz)	Erro (%)	MAC
1	22,23	22,59	1,584912	0,93
2	24,1	24,06	0,157925	0,81
3	42,4	34,08	24,4168	0,80

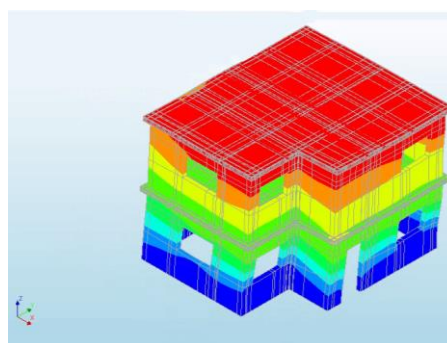
Verifica-se que os primeiros dois modos têm um erro relativo bastante pequeno em termos de frequência, ao contrário do terceiro modo que apresenta um erro significativo que pode estar relacionado com a necessidade de mais acelerómetros em mais pontos da estrutura durante os ensaios de vibração ambiental.

É de referir que foram realizadas várias tentativas para tentar minimizar este valor, mas foi verificado que a diminuição do erro relativo correspondente ao terceiro modo implicava o aumento do erro dos primeiros dois modos. Desta forma, decidiu-se adotar o módulo de elasticidade que permitia obter o menor erro médio possível, que neste caso, como já foi referido ocorre para $E = 3350$ MPa. A diferença para o módulo de elasticidade assumido inicialmente com base na estimativa do EC6 (2006) é de 1300 MPa.

Os valores de MAC que foram obtidos encontram-se próximos da unidade, o que permite concluir que o modelo numérico calibrado é uma boa representação da realidade. A Figura 85 possibilita comparar as configurações dos modos de vibração experimentais e numéricos após a calibração do modelo numérico.

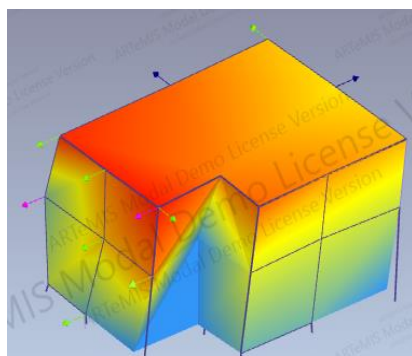


$$f_{\text{exp.}} = 22,23 \text{ Hz}$$

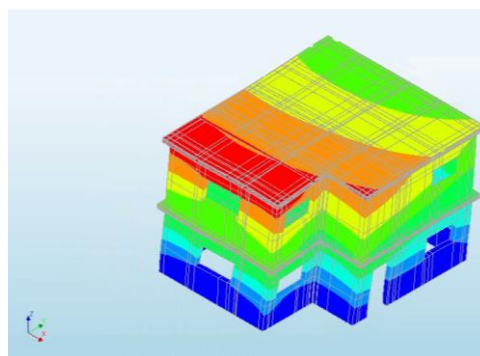


$$f_{\text{num.}} = 22,59 \text{ Hz}$$

a)

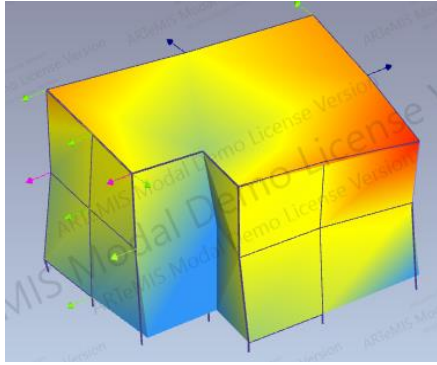


$$f_{\text{exp.}} = 24,1 \text{ Hz}$$

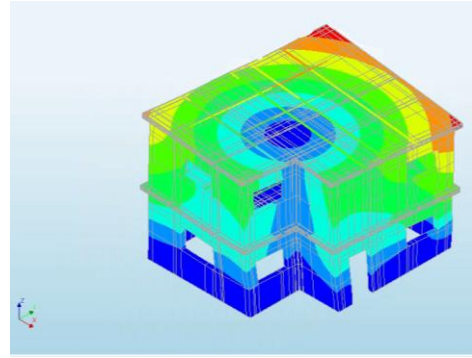


$$f_{\text{num.}} = 24,06 \text{ Hz}$$

b)



$$f_{\text{exp.}} = 42,4 \text{ Hz}$$



$$f_{\text{num.}} = 34,08 \text{ Hz}$$

c)

Figura 85 - a) 1º Modo de vibração, b) 2º modo de vibração, c) 3º modo de vibração

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Conclusões

Este trabalho tinha como objetivo principal o estudo do comportamento experimental de um edifício de alvenaria estrutural em escala reduzida com algumas irregularidades no plano e em altura para ações estáticas cíclicas. Apesar de ter sido possível a construção do edifício e feita a caracterização da alvenaria para a compressão uniaxial, não foi possível iniciar os ensaios cíclicos. Desta forma, foi apenas possível proceder à identificação dinâmica do edifício para identificar os modos de vibração e frequências associadas, que serviu para a calibração do módulo de elasticidade da alvenaria com base num modelo numérico elástico.

Um dos aspetos importantes no presente trabalho prendeu-se com a oportunidade de acompanhar de forma muito próxima a construção do modelo experimental à escala reduzida. O acompanhamento do processo construtivo do modelo experimental permitiu obter uma experiência em obra que se considera bastante valiosa, uma vez que raramente surgiram oportunidades destas ao longo do percurso académico. Neste processo foi possível verificar a ocorrência de situações não previstas e que se têm de resolver no espaço da obra e tempo útil. Foi possível compreender a importância da mão de obra na construção em alvenaria e como se pode de forma simples proceder ao controlo de qualidade.

Relativamente aos ensaios de compressão uniaxial realizados nos provetes de alvenaria de tijolo foi possível concluir: (i) que estes apresentam roturas frágeis, pois após ser atingida a carga máxima foi verificada uma redução rápida da resistência para deslocamentos muito pequenos; (ii) todos os provetes apresentaram grande deformação nos septos interiores dos tijolos; (iii) em todos os provetes foi possível observar padrões de fissuração semelhantes (fissuração próxima das juntas de argamassa e nos cantos dos provetes). Os valores de resistência característica à compressão e módulo de elasticidade obtidos através dos 5 provetes ensaiados apresentaram um coeficiente de variação moderado o que se considera estar relacionado com o procedimento e instrumentação disponível para os ensaios.

A identificação dinâmica efetuada teve essencialmente dois principais objetivos: (1) avaliar o efeito da laje de 2º piso no comportamento global; (2) obter informação dos modos e frequências e assim ser possível fazer a calibração das propriedades elásticas da alvenaria. Para este efeito foram definidos diferentes setups experimentais e usados diferentes estratégias de processamento dos resultados (EFDD e SSI-UPCX). No caso da análise do edifício sem a laje do 2º piso, foram identificados por ambos os métodos os primeiros 4 modos de vibração do edifício, que são modos locais das paredes, com

frequências bastante semelhantes e com valores de MAC muito próximos da unidade. No caso da análise com a laje do 2º piso, apenas foram identificados os primeiros 3 modos de vibração globais da estrutura com frequências idênticas com ambas as técnicas de processamento e valores de MAC também próximos da unidade. Comparando o edifício com diferentes condições de fronteira ao nível do segundo piso, verificou-se que a laje de betão armado desempenha um papel fundamental nos modos de vibração. Com a laje é possível identificar os modos globais de vibração, enquanto que no caso do edifício sem laje apenas é possível identificar os modos locais que se desenvolvem nas paredes com a extremidade livre. Estes resultados permitem observar que a existência de um pavimento rígido (laje de betão armado) melhora as ligações entre os elementos estruturais e evita os modos de deformações locais na direção perpendicular, promovendo o chamado comportamento de "box behavior". Estes elementos deverão assim, resultar no melhoramento da estabilidade do edifício para ações horizontais e evitar roturas prematuras das paredes para fora do seu plano da parede. Nestes casos a estabilidade do edifício deverá ser garantida pela resistência das paredes no plano.

O processo de calibração do modelo numérico consistiu na minimização do erro entre as frequências experimentais e numéricas. Foi calibrado o módulo de elasticidade da alvenaria e concluiu-se que quando este parâmetro assume o valor de 3350 MPa é obtido o menor erro possível. A comparando das configurações dos modos de vibração experimentais e numéricos e o cálculo dos valores de MAC permitiu confirmar que foi realizada uma calibração satisfatória.

6.2 Trabalhos futuros

Uma vez que a maior parte dos projetos de arquitetura de edifícios apresentam grande variabilidade e complexidade do ponto de vista geométrico, para que a alvenaria seja considerada como uma solução alternativa à técnica de betão armado, pelo menos para estruturas de pequeno e médio porte, é necessário continuar a investigar o comportamento da alvenaria estrutural. Como não foi possível acompanhar os ensaios estáticos cíclicos, estes representam o trabalho a realizar no âmbito do projeto de investigação financiado pela FCT em que este trabalho se integrou. Os resultados experimentais deverão ser úteis na compreensão do comportamento dos elementos estruturais de alvenaria a ações horizontais (paredes) e ter uma melhor compreensão do comportamento global. Os resultados experimentais serão também muito úteis para a calibração de modelos numéricos e assim estudar parâmetros que possam influenciar o comportamento sísmico de edifícios de alvenaria, nomeadamente:

- (i) a caracterização do comportamento dinâmico de modelos experimentais mais complexos, isto é, com

geometrias mais irregulares; (ii) considerar maior número de pisos; (iii) avaliar a influência das aberturas e (iv) avaliar a influência da qualidade dos materiais correspondente a diferentes propriedades geométricas.

BIBLIOGRAFIA

- Abrams, D. (1996). Lateral resistance of a two-story block building, *Advances in analysis of structural masonry*.
- Alves, J. P. (2011). Desempenho sísmico de estruturas de alvenaria de blocos de betão, *Dissertação de Mestrado. Universidade do Minho*.
- Anthoine, A. (2008). D 8.3 Earthquake tests and analysis of the experimental results.
- Anthoine, A., Molina, F. (2008). Pseudo-dynamic testing of full scale masonry structures: preparatory work, 14th Internacional brick and block masonry conference series.
- Aşıkoğlu, A. (2018). Numerical investigation on the effectiveness of seismic retrofitting of a historical masonry mosque, *Master of science thesis*.
- Aşıkoğlu, A., Re, A., Vasconcelos, G., Lourenço, P. (2021). Quasi-static test on a half-scale two-story URM building: mechanical characterization of materials, 12º Congresso nacional de mecânica experimental. *Universidade do Minho*.
- ASTM 519-02. (2002). Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages.
- Astroza, M., Moroni, O., M.EERI, Brzev, S., Tanner, J. (2012). Seismic performance of engineered masonry buildings in the 2010 Maule earthquake, *Earthquake spectra*, volume 28.
- Avila, L. (2014). Seismic behavior of concrete block masonry buildings, *Tese de doutoramento. Universidade do Minho*.
- Barboza, A. S., Silva, M. M., Silva, L. L., Júnior, J. C. (2011). A técnica da coordenação modular como ferramenta diretiva de projeto. *Associação nacional de tecnologia do ambiente construído*.
- Bengt Nyman from Vaxholm, S. (2017). Athens D81_3736. <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=64334278>.
- Briceño M., C., Azenha, M., Lourenço, P. B. (2019). Systematic Report: Current situation of the influence of masonry mortar in the Eurocode 6 Part 1-1. *Universidade do Minho*.
- Brzev, S. (2007). Earthquake-resistant confined masonry construction,. *Nacional information center of earthquake engineering*.
- BS EN 1052-1. (1999). Methods of test for masonry - Part1: Determination of compressive strength. *European Committee for Standardization (CEN)*.
- Caetano, E., Cunha, A., Magalhães, F. (2010). Novas perspetivas na análise do comportamento dinâmico de estruturas, 8º Congresso nacional de mecânica experimental.

- Cardoso, H. R. (2015). Análise do ciclo de vida de um sistema construtivo em alvenaria estrutural, Tese de mestrado.
- Catulo, R. D. (2015). Análise dinâmica experimental de edifícios de alvenaria e avaliação sísmica de um edifício tipo, Tese de mestrado.
- Clérigo, S. S. (2016). Avaliação experimental da resistência de alvenaria cerâmica com junta de encaixe, Tese de Mestrado . Instituto politécnico de Leiria .
- Coelho, F. (2016). Estudo do comportamento estrutural de painéis de alvenaria com armadura de junta, Tese de Mestrado. Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa.
- Crisafulli, P. (2014). CM- Old Winery. <https://confinedmasonry.org/argentina/>.
- D'Ayala, D., & Paranoni , S. (2010). Assessment and analysis of damage in L'Aquila historic city centre after 6th april 2009. Springer .
- Dazio, A., & Beyer, K. (2010). Seismic behaviour of different types of masonry spandrels, 14th European Conference on Earthquake Engineering.
- Descouens, D. (2017). Basilique Saint-Sernin de Toulouse. https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Basilique_Saint-Sernin_de_Toulouse_-_exposition_ouest-1-.jpg#/media/File:Basilique_Saint-Sernin_de_Toulouse_-_exposition_ouest-1-.jpg.
- Dias, A. B. (2011). Uma breve retrospectiva de soluções de paredes de elementos cerâmicos, Seminário sobre Paredes divisórias: passado, presente e futuro. Universidade do Minho.
- DISWall. (2008). Final report about the proposed technologies. C&A.
- DISWall. (2008). Guidelines for site organization and executionsfor end-users. CISEDIL.
- EC1. (2009). Eurocódigo 1- Ações em estruturas - Parte 1-1: Ações gerais; Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. European Committee for Standardization (CEN).
- EC2. (2010). Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. European Committee for Standardization (CEN).
- EC6. (2006). Desing of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. European Committee for Standardization (CEN).
- EC8. (2010). Eurocódigo 8- Projeto de estruturas para resistência aos sismos- Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios.
- EN 1015-11. (1999). Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strenght of hardened mortar. European Committee for Standardization (CEN).

- EN 1015-3. (1999). Methods of test for mortar for masonry - Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table). European Committee for Standardization (CEN).
- EN 1052-1. (1999). Methods of test for masonry - Part1: Determination of compressive strenght. European Committee for Standardization (CEN).
- EN 1052-2. (1999). Methods of test for masonry- Part 2: Determination of flexural strenght. European Committee for Standardization (CEN).
- EN 1052-3. (2002). Methods of test for masonry- Part 3: Determination of initial shear strenght. European Committee for Standardization (CEN).
- EN 12390-2. (2001). Testing hardened concrete - Part 2: Making and curing specimens for strength tests. European Committee for Standardization (CEN).
- EN 771-1. (2000). Compressive strength for masonry units. European Committee for Standardization (CEN).
- FeaturedPics,P.(2020).Colosseo2020. <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=95579199>.
- Gomes, J. P., & Carvalho, E. (2014). Ensaio de vibração forçada para a caracterização do comportamento dinâmico de barragens de betão. Aplicação à barragem de Cahora Bassa, 5as Jornadas portuguesas de engenharia de estruturas.
- Gouveia, J. P., & Lourenço, P. B. (2006). O Eurocódigo 6 e o dimensionamento de estruturas de alvenaria. *Construção magazine*.
- Gouveia, J. P., & Lourenço, P. B. (2007). Análise experimental de paredes de alvenaria de blocos de betão leve sob ações cíclicas no plano, 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica.
- Gouveia, J. P., Lourenço, P. B., Vasconcelos, G. (2007). Soluções construtivas em alvenaria. Universidade de Coimbra.
- Gouveia, J. P., Melo, F., Lourenço, P. B. (2006). Alvenaria estrutural: Aplicação a um caso de estudo, 4ª Jornadas portuguesas de engenharia de estruturas.
- Haach, V. (2009). Development of a design method for reinforced masonry subjected to in-plane loading based on experimental and numerical analysis, Tese de Doutoramento. Universidade do Minho.
- Kallioras, S., Guerrini, G., Tomassetti, U., Marchesi, B., Penna, A., Graziotti, F., Magenes, G. (2018). Experimental seismic performance of a full-scale unreinforced clay-masonry building with flexible timber diaphragms, *Engineering Structures* 161 . Elsevier.
- Liberato, R. (2006). All Gizah Pyramids. <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=2258048>.
- Lourenço, P. (1999). Dimensionamento de alvenarias estruturais. Universidade do Minho.

- Lourenço, P. (2002). Concepção e projeto para alvenaria, Seminário sobre paredes de alvenaria. Universidade do Minho.
- Lourenço, P. (2002). Concepção e projeto para alvenaria, Seminário sobre paredes de alvenaria.
- Lourenço, P., Avila, L., Vasconcelos, G., Alves, J., Mendes, N., Costa, A. (2013). Experimental investigation on the seismic performance of masonry buildings using shaking table testing.
- Magalhães, F., Elsa, C., Álvaro, C., Olivier, F., Gérard, G. (2012). Ambient and free vibration tests of the Millau viaduct: evaluation of alternative processing strategies.
- Manuelvbotelho. (2014). Porta Sul, Mosteiro de Jerónimos, Lisboa. https://pt.wikipedia.org/wiki/Mosteiro_dos_Jer%C3%B3nimos#/media/Ficheiro:Portal_Sul_Mosteiro_Jer%C3%B3nimos_2014_2_IMG_0711.JPG.
- Maraveas, C. (2019). Assessment and restoration of an earthquake-damaged historical masonry building. School of Pedagogical and Technological Education, Greece.
- Marques, J. M. (2016). Análise do comportamento dinâmico de uma plataforma sísmica e de um pórtico em betão armado e a sua evolução com o dano acumulado, Tese de Mestrado. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Masciotta, M. G., Girardi, M., Pellegrini, D., Padovani, C., Barontini, A., Lourenço, P., . . . Fabbrocino, G. (2020). Dynamic characterization of progressively damaged segmental masonry arches with one settled support: experimental and numerical analyses.
- Mendes, N., & Lourenço, P. (2008). Seismic vulnerability of existing masonry buildings: Nonlinear parametric analysis, 14th International Brick and Block Masonry Conference.
- Mendes, N., Lourenço, P., Campos Costa, A. (2010). Ensaios de identificação das propriedades dinâmicas de um modelo experimental de alvenaria, 8º Congresso nacional de mecânica experimental.
- Menon, A., & Magenes, G. (2008). Out-of-plane seismic response of unreinforced masonry- Definition of seismic input. IUSS Press.
- Meyer, U. (2009). Pseudo-dynamic tests on a full scale masonry building, 11th Canadian masonry symposium, Toronto, Ontario.
- Moon, F., Yi, T., Leon, R., Kahn, L. (2007). Testing of a full-scale unreinforced masonry building following seismic strengthening.
- Mromanchenko. (2013). Cathedral of the Holy Cross and Saint Eulalia. https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Cathedral_of_the_Holy_Cross_and_Saint_Eulalia.jpg#/media/File:Cathedral_of_the_Holy_Cross_and_Saint_Eulalia.jpg.

- Oliveira, Q. K., & Batista, T. O. (2017). Sistema construtivo em alvenaria estrutural, III Seminário científico da FACIG. FACIG.
- Peternel, L. (2016). West side view of Temple of Kukulcan in Chichen Itza. <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=93197240>.
- Pinho, F. F. (2007). Paredes de alvenaria ordinária, estudo experimental com modelos simples e reforçados, Tese de Doutoramento. Universidade Nova de Lisboa.
- Ramalho, M. A., & Corrêa, M. R. (2003). Projetos de Edifícios de Alvenaria Estrutural. Pini Ltda.
- Ramos, L. F. (2002). Análise experimental e numérica de estruturas históricas de alvenaria, Tese de Mestrado. Universidade do Minho.
- Ramos, L. F., Costa, A. C., Rocha, C. R. (2016). Construção sustentável com blocos de terra compactada: A solução HiLoTec, 2º Encontro nacional sobre qualidade e inovação na construção.
- Ramos, L. F., Sturm, T., Lourenço, P. B., Costa, A. C. (2014). Poderão os blocos de terra compactada com estabilização fazer parte de um sistema sismo-resistente?, 5ªs Jornadas portuguesas de engenharia de estruturas.
- Shi, Y., D'ayala, D., Jain, P. (2008). Analysis of out-of-plane damage behaviour of unreinforced masonry walls, 14th International Brick and Block Masonry Conference.
- Técnico, H. R. (2007). Os dez livros de arquitetura de Vitruvius corrigidos e traduzidos recentemente em português, com notações e figuras. Instituto Superior Técnico de Lisboa .
- Teich, C. (2010). Monadnock Building Vintage Postcard. <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=11731509>.
- Thomas M., F. (2010). Simulation - based fragility relationships for unreinforced masonry buildings, Master thesis.
- Tomazevic, M. (1999). Earthquake-resistant design of masonry buildings. London: Imperial College Press.
- Tomazevic, M., Lutman, M., & Petkovic, L. (1996). Seismic behavior of masonry walls: experimental simulation; Journal of Structural Engineering Volume 122(9) .
- Triller, P., Tomazevic, M., Gams, M. (2019). Seismic strengthening of clay block masonry buildings with composites: an experimental study of a full scale three-storey building model. Springer.
- Vasconcelos, G. (2005). Experimental investigation on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls, Tese de Doutoramento. Universidade do Minho.

- Vasconcelos, G., Akhoundi, F., Lourenço, P., Silva, L., Martins, A. (2015). Paredes de alvenaria de enchimento e a ação sísmica: reabilitação e inovação, Seminário Paredes de alvenaria. Paulo B. Lourenço, Fernando Pinho, Graça Vasconcelos, Válder Lúcio.
- Vasconcelos, G., Gouveia, J. P., Haach, V. G., Lourenço, P. B. (2007). Alvenaria armada: soluções inovadoras em Portugal, Seminário sobre paredes de alvenaria. Universidade do Minho.
- Vlachakis, G., Vlachaki, E., Lourenço, P. B. (2020). Learning from failure: damage and failure of masonry structures, after the 2017 Lesvos earthquake (Greece). Elsevier.
- Wikipedia, E. (2015). The Crittenden Court Apartments in Cleveland. <https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Crittenden.jpg>.
- Yi, T., Moon, F., Leon, R., Kahn, L. (2006). Lateral load test on a two-story unreinforced masonry building. Journal of structural engineering .
- Yon, B. (2021). Identification of failure mechanisms in existing unreinforced masonry buildings in rural areas after April 4, 2019 earthquake in Turkey, Journal of Building Engineering. Elsevier Ltd.